JUÁREZ BADILLO • RICO RODRÍGUEZ

MECÁNICA DE SUELOS

TOMO 1

FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE SUELOS

LIMUSA

MECÁNICA DE SUELOS

TOMO 1

FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE SUELOS

EULALIO JUÁREZ BADILLO

Doctor en ingeniería y profesor de la división de estudios de posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Asesor técnico de la dirección general de servicios técnicos de la Secretaría de Comunicaciones y transportes.

ALFONSO RICO RODRÍGUEZ

Maestro en ingeniería y profesor de la división profesional y de estudios superiores de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Jefe del departamento de geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas de México.

LIMUSA
NORIEGA EDITORES

MÉXICO • España • Venezuela • Colombia

Copyrighted material

Juárez, Eulalio
Mecánica de suelos I : Fundamentos de la Mecánica de Suelos / Eulalio Juárez. -- México : Limusa, 2005.
644 p. : il. ; 15.5 cm.
ISBN: 968-18-0069-9
Rústica
1.Mecánica de suelos
LC: TA710 Dewey: 624.1513 - dc21

La presentación y disposición en conjunto de

MECÁNICA DE SUELOS. Tomo 1
Fundamentos de mecánica de suelos

son propiedad del editor. Ninguna parte de esta obra puede ser reproducida o transmitida, mediante ningún sistema o método, electrónico o mecánico (incluyendo el fotocopiado, la grabación o cualquier sistema de recuperación y almacenamiento de información), sin consentimiento por escrito del editor.

Derechos reservados:

© 2005, EDITORIAL LIMUSA, S.A. de C.V.
GRUPO NORIEGA EDITORES
Balderas 95, México, D.F.
C.P. 06040
8503 8050
01(800) 706 9100
5512 2903
limusa@noriega.com.mx
www.noriega.com.mx

CANIEM Núm. 121

Hecho en México
ISBN 968-18-0069-9
28.3

Copyrighted material

Prólogo a la segunda edición

Es muy satisfactorio para los autores de esta obra abordar la tarea de escribir un pequeño prólogo para la Segunda Edición de su Volumen I; en el lapso relativamente corto que lleva de vida, este volumen ha visto dos reimpresiones y ahora ve nueva luz en forma corregida y ligeramente aumentada. Esto indica que no ha sido pequeño el número de colegas y estudiantes que nos han permitido la *discusión,* en un caso y una muy grata contribución a su formación, en el otro. Es de esperar que en su nueva forma este volumen resulte de mayor utilidad.

Al añadir algunos temas y modificar otros, se ha procurado actualizar el contenido del libro, incorporándose algunos aspectos que, o se han publicado posteriormente a la aparición de la primera edición, o han producido el arrepentimiento de los autores al no formar parte de aquélla; en muchos casos este arrepentimiento proviene de sugestiones y amistosas llamadas de atención de muchos colegas, cuya colaboración agradecen mucho los autores del trabajo.

Sin embargo, *actualizar* un libro cualquiera que se publique en el campo científico o técnico puede ser labor de incorporación sin fin de teorías y experiencias en continua evolución; en esta tarea, los autores han procurado no perder de vista su objetivo fundamental, que ha sido y sigue siendo la elaboración de un texto que guíe la iniciación de los estudiantes de México en el siempre prometedor y fascinante campo de la Mecánica de Suelos.

Es éste, otra vez, lugar apropiado para que los autores testimonien su gratitud a la Facultad de Ingeniería, de la UNAM, no sólo por hacerse cargo de los aspectos materiales de la publicación de este nuevo volumen, sino también por razones que resulta obvio comentar, pero en las que radica la razón fundamental de que este modesto esfuerzo pueda cristalizar en algo que nos enorgullece tanto.

Copyrighted material

Copyrighted material

Prólogo a la tercera edición

Los autores presentan con mucha satisfacción, esta tercera edición del volumen I de su Mecánica de Suelos. Se ha aprovechado este nuevo mojón en la vida de la obra para proceder a una nueva actualización que, básicamente, consiste en el añadido de un conjunto de problemas resueltos y problemas propuestos, que se agrupan por temas en anexos al final de cada Capítulo; con ésto se satisfacen numerosas demandas y sugestiones de profesores y alumnos y, seguramente, se refuerza la acción didáctica del libro. Además y ésto no es menos importante, se complementan mucho los temas relativos a resistencia, compresibilidad y relaciones esfuerzo–deformación de los suelos, tanto cohesivos como granulares, incorporando todo un conjunto de hechos importantes que ha proporcionado la investigación de los últimos 10 ó 12 años.

Para todo lo anterior, además de intercalar nueva información en el antiguo texto, se ha añadido todo un nuevo Capítulo.

La tercera edición marca el momento en que la obra pasa a ser manejada por la Editorial Limusa, S. A., lo que representa para los autores una situación bien venida, pues conocen la competencia y espíritu de servicio de esta organización.

Esperamos que en la forma en que ahora se presenta, este volumen pueda seguir siendo de utilidad para los profesores y alumnos de las escuelas de ingeniería de México y del mundo de habla española.

Copyrighted material

Copyrighted material

Prólogo de los autores

Los autores, a través de años dedicados a impartir cátedras de Mecánica de Suelos en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, han sentido la necesidad de que los alumnos tengan a su disposición un texto en el cual, en forma concordante con los Programas en vigor, se presenten los conocimientos necesarios sobre la Especialidad en forma asequible, fluida y completa, al mismo tiempo que llenando los requerimientos básicos del moderno ejercicio de la Profesión de Ingeniería Civil en México.

No ha sido nuestro objetivo elaborar un tratado más, que se sume al número cada día creciente de los excelentes que se han publicado y publican en el mundo entero, ni tampoco la presentación de novedades en el campo, siempre en desarrollo, de la Mecánica de Suelos. Creemos que la constante lectura de publicaciones periódicas especializadas y el estudio de las Memorias que sobre reuniones y congresos nacionales e internacionales van difundiéndose, constituye el único medio al alcance del estudiante avispado y del profesante, para informarse de los adelantos diarios de una Ciencia.

Nuestro propósito es más modesto y, quizá, más urgente. Es notorio que, en los últimos años, tanto los criterios del gobierno mexicano, a través de sus dependencias directamente interesadas, como los de la Facultad de Ingeniería de México e Instituciones hermanas en el país, han coincidido en dar cada vez mayor auge a la difusión de la Mecánica de Suelos entre estudiantes e ingenieros. La Secretaría de Obras Públicas ha creado al efecto dos periodos anuales de dos meses de duración, en los que la Especialidad se difunde en forma intensiva entre su personal; también, en colaboración con la División del Doctorado de la Facultad de Ingeniería (UNAM), ha contribuido a crear la Especialización en Vías Terrestres, en la cual, la Mecánica de Suelos se imparte en nivel elevado. La Facultad de Ingeniería, además de incluir en el 4º año de la Carrera de Ingeniero Civil una asignatura dedicada al estudio de la Mecánica de Suelos, ha creado, en su División del Doctorado, una Maestría en Ingeniería, dedicada únicamente a la Especialidad.

Nuestro propósito queda así claramente definido: hemos querido ofrecer al alumno un texto que lo ayude en el recorrido de un camino que, empezando en el cuarto año de su carrera, pudiera llevarlo a una Especialización tan fascinadora como la que la Mecánica de Suelos le ofrece.

Copyrighted material

El texto cubre el programa regular de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma en su ciclo profesional y, en lo referente a Teoría, también el programa correspondiente al nivel de la Maestría en Ingeniería en su rama correspondiente. Abarca las enseñanzas que se imparten en los Cursos de Capacitación organizados por la Secretaría de Obras Públicas y los Cursos correspondientes a la Especialización en Vías Terrestres, tal como los tiene programados la División del Doctorado de la Facultad mencionada.

Hemos tratado de separar los diferentes niveles de enseñanza en forma clara, pero a la vez nos ha guiado el propósito de ofrecer al lector un todo coherente que no le presente discontinuidades.

Queremos agradecer a la Secretaría de Obras Públicas y a la Facultad de Ingeniería de la UNAM su estímulo generoso que hizo posible la realización de este trabajo, que constituye la materialización de un viejo anhelo. Las dos Instituciones mencionadas se han encargado de todos los aspectos materiales de esta obra y sin su concurso nunca este libro hubiera podido ver la luz.

Por último, esperamos que nuestro trabajo sea de la utilidad deseada para aquellos estudiantes o profesantes interesados en la Mecánica de Suelos. Si ello fuera así, habríamos colmado nuestras máximas aspiraciones.

E. Juárez Badillo

A. Rico Rodríguez

Copyrighted material

Agradecimiento

Muchas han sido las personas que, al tener conocimiento de la tarea que a los autores de esta obra había sido encomendada, se apresuraron a brindar su ayuda para coadyuvar a su feliz ejecución. Esta ayuda fue en todos los casos aceptada y recibida con profunda gratitud; los autores lamentarían que sus limitaciones personales hicieran que esa tarea de técnicos tan distinguidos se desvirtuase: desde luego, aceptan plenamente su responsabilidad al respecto. Su propósito, sin embargo, ha sido que tan valiosas orientaciones llegasen al estudiante sin menoscabo. A todas esas personas, los autores agradecen públicamente sus atenciones.

Es difícil destacar ayudas concretas, pero no pueden quedar sin mención las atenciones de los señores ingenieros Javier Barros Sierra, Secretario de Obras Públicas; Luis E. Bracamontes, Subsecretario de la misma dependencia y Antonio Dovalí Jaime, Director de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de México, han tenido con los autores. A ellos se debe en primerísimo lugar, que este libro vea la luz, pues su estímulo e interés lo hizo materialmente posible.

Los señores ingenieros Ignacio Avilés Serna (recientemente desaparecido), Juan Durán Romano y Rodolfo Félix Valdés, constituyentes de la Comisión Editorial de la Secretaría de Obras Públicas, revisaron todas las páginas del original e hicieron sugerencias de gran valor.

Los señores ingeniero Fernando Espinosa Gutiérrez, Director General de Proyectos y Laboratorios de la Secretaría de Obras Públicas y M. en C. Juan J. Correa Rachó, jefe del Departamento de Ingeniería de Suelos de dicha Dirección, apoyaron en todo momento esta obra, contribuyendo en gran medida a su logro.

Los señores ingeniero Romeo Enríquez Rodríguez y M. en Ing. Luis M. Aguirre Menchaca dieron muy valiosas opiniones para la elaboración de los procedimientos de pruebas de Laboratorio que se presentan en diversos Anexos. También han sido útiles las sugestiones de los ingenieros Manuel Jara López y Hermilo del Castillo Mejía, en lo referente a la elaboración del Apéndice.

Los señores Dr. en Ing. Daniel Reséndiz Núñez y M. en Ing. Jesús Alberro Aramburu leyeron totalmente el original y sus opiniones fueron grandemente valiosas para los autores.

Los señores Humberto Cabrera P. y Ramón A. Fernández Castillo tuvieron a su cargo la elaboración de todas las figuras que acompañan

Copyrighted material

al texto. El señor David Mendizábal B. realizó algunas de las fotografías que se incluyen. La señora Sahadi Rucoz tuvo a su cargo la tarea de mecanografiar todos los originales. La dedicación infatigable de todas estas personas ha sido una ayuda inapreciable.

Por último, especial mención merece el señor doctor ingeniero Nabor Carrillo que extremó su gentileza al acceder a escribir una presentación de este libro.

Eulalio Juárez Badillo
Alfonso Rico Rodríguez

Copyrighted material

Prefacio

Por el Dr. NABOR CARRILLO, ex rector de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Este es el primer libro que se publica en México sobre Mecánica de Suelos. Es para mí un honor que los autores me hayan pedido que escriba las palabras de introducción. Quieren palabras dirigidas a los estudiantes que por primera vez se asoman a este campo fascinante de la ingeniería, palabras también para quienes usarán el texto en pos, quizá, del doctorado, y palabras dirigidas a quienes se consideran esencialmente "ingenieros prácticos". Espero que las mismas palabras sean válidas para todos.

Los suelos son el más viejo material de construcción y el más complejo. Su variedad es enorme y sus propiedades, variables en el tiempo y en el espacio, son difíciles de entender y de medir. A pesar de esto, antes del siglo xx no se hizo un esfuerzo serio para atacar científicamente el estudio de la Mecánica de los Suelos.

Sería injusto, sin embargo, desconocer la actuación aislada de hombres de gran sensibilidad e inspiración que merecen el título de precursores de la Mecánica de Suelos. Un ejemplo brillante es Alexandre Collin, quien en 1846 publicó sus *Recherches Expérimentales sur les Glissements Spontanés des Terrains Argileux* que parece ser la primera obra sobre este asunto con filosofía moderna y con notable perspicacia experimental. El esfuerzo aislado de Collin, sin embargo, no encontró el clima adecuado y su labor fue apreciada y redescubierta hasta hace pocos años.

La llamada precisamente "Mecánica de Suelos" es un fruto característico de la ingeniería de nuestro tiempo: fue a principios de este siglo, en 1913, en los Estados Unidos y en Suecia, donde se intentó por primera vez, en forma sistemática y organizada, realizar estudios que corrigieran vicios seculares en el tratamiento de los suelos.[1]

Poco después, un hombre extraordinario de nuestro tiempo, un hombre de auténtico genio, hizo investigaciones en un laboratorio muy modesto, con el auxilio de sus cajas de puros, en una Universidad en el Cercano Oriente. Allí nació verdaderamente la Mecánica de Suelos.

[1] En enero de 1913, la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles nombró un "Comité Especial para hacer un código sobre la práctica actual en relación a la capacidad de carga de los suelos". En diciembre de 1913, la "Comisión Geométrica de los FF.CC. Suecos" inició el estudio del factor de seguridad de taludes en el sur de Suecia. (N. de los A.)

Copyrighted material

Este hombre, es el profesor Karl Terzaghi, que actualmente, a los 80 años de edad, sigue profesionalmente activo. Terzaghi publicó en 1925 su *Erdbaumechanik* (Mecánica de Suelos) en Viena. Entonces nació el término ahora mundialmente usado.

De entonces para acá ha habido una evolución muy grande y también momentos de gran incertidumbre y desconcierto. Científicos y técnicos han tratado a la Mecánica de Suelos a veces con desdén. "No es una rama científica, está llena de oscuridades y de dificultades, de imágenes puramente empíricas", dicen. Sin embargo, pese a las hostilidades y a las incomprensiones, la Mecánica de Suelos ha adquirido relevancia y, para usar un término propio de ella, se ha "consolidado", en universidades, en centros de estudio e investigación y en oficinas de consulta.

Para los jóvenes conviene hacer una advertencia con relación a las agresiones a la Mecánica de Suelos que pueden, tal vez oír o leer. He sabido que algunos estudiantes se preguntan si vale la pena estudiar un asunto que es tan complejo, tan oscuro, tan difícil y, que para muchos ingenieros no tiene "importancia práctica". Estudié Mecánica de Suelos como alumno del propio profesor Terzaghi y de su discípulo más notable, el profesor Arturo Casagrande, actualmente en la Universidad de Harvard. Cuando estudié este tema lo hice con el deseo de atender problemas de la ciudad de México y otros que interesaban a la antigua Comisión Nacional de Irrigación, actualmente Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Después de años de estudio, de investigación y de ejercicio práctico como consultor en México y en el extranjero, y después de separarme (espero que transitoriamente) de esta actividad, quiero decir que nunca me he arrepentido de haber invertido dos años cruciales de mi vida en la Universidad de Harvard para doctorarme en Mecánica de Suelos.

El campo es extraordinariamente atractivo. Desde muchos puntos de vista. Empecemos por lo obvio: por la "importancia práctica".

Hace un año, el profesor Terzaghi publicó un trabajo en la Universidad de Harvard[2] en el que habla del pasado y presente de la Mecánica de Suelos. En sus observaciones hace un relato notable de cómo fue cambiando de criterio y de punto de vista a medida que aprendía más y más. Y entre las cosas importantes que señala en su trabajo, hay una que es significativa por sí sola. Dice el profesor Terzaghi que durante siglos, desde que empezó la ingeniería en la India hasta fines del siglo XIX, se pudieron construir con éxito presas de tierra a lo sumo de 20 m de altura. Las que se hicieron con una altura mayor fracasaron tantas veces que a principios de este siglo se llegó a la conclusión de que no era aconsejable construir cortinas de tierra de más de 20 m de altura.[3] La realidad es que, posteriormente, y con las téc-

[2] Past and Future of Applied Soil Mechanics-Soil. Mechanics Series No. 62.

[3] Afirmación hecha en 1901 por el Consejo de Consultores de las Obras de Abastecimiento de Agua, de Nueva York. (N. de los A.)

Copyrighted material

nicas aprendidas en la Mecánica de Suelos, con el conocimiento de los fenómenos de las redes de flujo, de las presiones internas de poro y el mejor entendimiento sobre la resistencia al corte de los suelos, se ha logrado, en años recientes, construir cortinas muy elevadas.[4] Este es un hecho. Se puede hablar de otras muchas aplicaciones felices de la Mecánica de Suelos. Estructuras que, sin los conocimientos actuales hubieran sido imposibles de construir. La importancia práctica del tema no es discutible.

Pero hay otros aspectos que no suelen discutirse. La Mecánica de Suelos es un disciplina que tiene un lugar dentro de la ciencia moderna. Es noble y digno que los jóvenes se entreguen a su estudio con el mayor empeño, con la confianza y la seguridad de que, si así lo hacen, habrán de obtener beneficios indudables en su formación. En efecto, la Mecánica de Suelos tiene, dentro de su enorme amplitud, lugar y espacio para muy diferentes temperamentos. Quienes como yo tienen inclinación por los asuntos analíticos, pueden encontrar un reto fascinante en la investigación de diversos problemas de la Mecánica de Suelos.

Ciertamente no puede decirse —quizá no se podrá decir nunca— que la Mecánica de Suelos constituye una rama de las matemáticas aplicadas; pero es indudable que hay campo para investigar en ella. Muchos problemas analíticos están pendientes de solución. Las Teorías de Elasticidad y Plasticidad han demostrado en la práctica tener trascendencia para aclarar infinidad de casos concretos.

En el texto que ahora presento hay ejemplos precisos que confirman lo que acabo de decir.

A quienes no tienen particularmente inclinación analítica y, en cambio, sienten pasión por la observación y curiosidad de explorar personalmente con experimentos directos las intimidades de la naturaleza, la Mecánica de Suelos ofrece las mejores perspectivas. Quizá los más importantes autores de la Mecánica de Suelos son de este tipo. El propio profesor Terzaghi es así. En alguna carta me decía que una medida de la Mecánica de los Suelos es que caben quienes "gustan de soñar con soluciones perfectas en materiales ideales", y quienes "se interesan mucho más en investigar las incertidumbres y complejidades de los materiales reales". Terzaghi ha dicho, además, "quien sólo conoce la teoría de la Mecánica de Suelos y carece de experiencia práctica puede ser un peligro público".

Pero hay más. Si bien es un hecho que el estudio de esta nueva rama hace de cualquier ingeniero un ingeniero mejor, también es ver-

[4] Para justificar esta afirmación pueden mencionarse las cortinas de las presas Anderson Ranch (E.U.A.) con 140 m de altura y Mud Mountain (E.U.A.) con 130 m, que son, en el momento, las mayores concluidas en el mundo. En México pueden mencionarse El Humaya, con 100 m, El Palmito, con 95 m y la M. Avila Camacho, con 85 m, como los máximos logros hasta el presente. La cortina del proyecto hidroeléctrico "El Infiernillo", una vez terminada, tendrá una altura de 144.60 m. (N. de los A.)

Copyrighted material

dad que no solamente sirve para elevar el nivel del ingeniero técnicamente, sino para prepararlo para otras muchas posibles actividades.

El estudio de los suelos enseña humildad intelectual. El constante contacto con la realidad, que no existe en otras ramas de la ingeniería, hace que se desarrolle la autocrítica, que se revisen todo el tiempo las hipótesis y que se cure el vicio del dogmatismo que suelen padecer muchos técnicos. Una vez que han resuelto, con ayuda de tablas o con ayuda de fórmulas, algún problema, se olvidan de él, tranquilizan su conciencia y no dudan que la estructura está sana. El que trabaja con suelos no puede tener esta filosofía conformista. Cada nuevo caso es un problema de investigación. Esto es uno de sus grandes encantos. No es un campo dogmático de la profesión de ingeniería, sino que es un reto intelectual sistemático, es un ejercicio de la imaginación y de la inteligencia, de la prudencia y del sentido de observación que da frutos útiles para otras muchas posibles aplicaciones.

Me han pedido los autores que cite algunas experiencias personales y lo hago creyendo que puede ser de utilidad para los jóvenes que lean estas líneas.

Cuando tuvimos necesidad en la Universidad de México de desarrollar el campo de la energía nuclear, nos encontramos con que no había, por falta de antecedentes, por falta de laboratorios, personas que pudieran realizar la promoción de los estudios experimentales de la energía nuclear en México. El profesor William Buechner, actualmente jefe de la División de Física en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, era consultor nuestro y sentía preocupación porque nuestros jóvenes físicos eran fundamentalmente teóricos, muy apreciables, pero sin el penetrante sentido de observación que requiere quien trabaja en un laboratorio nuclear.

Después de entrevistar a una serie de candidatos, propuse al profesor Buechner que ensayáramos a un alumno de Mecánica de Suelos. Años después Buechner me dijo que casi por cortesía aceptó el ensayo, porque le parecía absurdo, a primera vista, que una persona entrenada en Mecánica de Suelos (ignoro si él estaba prejuiciado también por las voces a las que antes aludí), tuviera la preparación, los conocimientos o la filosofía, para actuar en el campo de la investigación nuclear. Aceptó, sin embargo. Logré convencer al joven candidato de las posibilidades y los atractivos que tendría trabajar en esa disciplina científica y mi alumno fue al Instituto Tecnológico de Massachusetts a recibir instrucción especializada en energía nuclear, instrucción que fue para él totalmente nueva. No tenía los menores antecedentes. No había estudiado absolutamente nada de física atómica. Un año después, este joven realizaba ya investigación nuclear y contribuía a mejorar el laboratorio del profesor Buechner. Recientemente, recibió un Premio de Ciencias en México. En la actualidad es reconocido como uno de los más distinguidos investigadores en la investigación de los núcleos. En los laboratorios de Van der Graaff, Marcos Mazari ha logrado hacerse de renombre. Esto que fue sorpresa para muchos, para mí no lo fue;

Copyrighted material

porque creo que la Mecánica de Suelos da una formación que permite insólitas transformaciones.[5]

Otro ejemplo. El de mi propio caso en la Universidad Nacional. Cuando tuve el honor de ser designado Rector lamenté no tener preparación en Ciencias Sociales, Ciencias Políticas, Economía, Sociología, qué se yo. Pensé que la Mecánica de Suelos no era tal vez el mejor de los entrenamientos para enfrentarse al problema de servir como rector a una Universidad tan grande, tan importante y tan compleja. Sin embargo, pronto descubrí lo muy valioso que fueron para mí los años que invertí en la Mecánica de Suelos. Es siempre útil el ejercicio, repito, de la humildad intelectual, la imaginación, la prudencia y el sentido de observación. Son armas que sirven para tratar con suelos y con hombres.

México, particularmente en su capital, es un lugar ideal para estudiar Mecánica de Suelos.

El profesor Terzaghi en alguna ocasión dijo que la ciudad de México es el paraíso de la Mecánica de Suelos. La naturaleza del subsuelo en nuestra capital ha sido causa de dolores de cabeza de los ingenieros y constructores de todos los tiempos. Desde los aztecas hubo fracasos debido a la baja resistencia del subsuelo mexicano; y los españoles tuvieron grandes dificultades para construir los monumentos coloniales que nos legaron. Pero si los ingenieros de los pueblos más adelantados del mundo no se ocuparon científicamente de los suelos hasta hace 50 años, los mexicanos no lo hicimos hasta hace 25.

Cuando hace 30 años los estudiantes que llegábamos a la Facultad (en aquella época, Escuela Nacional de Ingeniería), aprendimos los procedimientos de construcción, en un curso "práctico" nos instruían sobre los métodos para determinar la resistencia de un terreno. Se hablaba de colocar una mesa con 4 patas sobre el terreno, cargar la mesa y medir los asentamientos de la misma. De la relación entre estos asentamientos y las cargas aplicadas se obtenían datos que, se suponía, determinaban la resistencia del terreno y fijaban las normas sobre las cuales debía hacerse el cálculo para una estructura que se iba a construir ahí.

Otro sistema, famoso entre los estudiantes, era el llamado sistema del *barretón*: se tomaba un barretón, se levantaba un par de metros y se dejaba caer verticalmente; el barretón penetraba algunos centímetros en la corteza del suelo; la distancia penetrada, multiplicada por la "resistencia", se igualaba con el peso del barretón multiplicado por la altura de caída, y en esta forma se pretendía determinar la capacidad de carga del suelo para resistir el peso de un edificio cuyas dimensiones nadie tomaba en cuenta de antemano.

[5] El propio Dr. Carrillo, único científico mexicano que ha observado explosiones atómicas experimentales, ha sido Consultor del Gobierno Mexicano desde 1946 en asuntos de energía nuclear. Actualmente es Vocal de la CNEN. (N. de los A.)

Copyrighted material

Había una cifra cabalística: la que llamaban *fatiga* de resistencia del terreno y ésta era la misma para un edificio que tuviera 10×10 m de área, o que tuviera 100×100 m. Esto, que en la actualidad suena increíble a los propios estudiantes, se nos enseñaba hace apenas 30 años. No había ninguna información ni ninguna referencia a las propiedades de los mantos profundos del subsuelo. Las características de la piel se suponían suficientes para garantizar la estabilidad general de una construcción. Pero, por supuesto, en todas las épocas y en todas partes ha habido hombres dotados que han poseído ese raro sentido llamado "común". En este siglo, en México, dos hombres sobresalen como antecedentes en Mecánica de Suelos: Roberto Gayol y José A. Cuevas. A mediados de la década de los 30, José A. Cuevas creó gran inquietud sobre los problemas derivados de la falsa interpretación de la resistencia de los suelos. Y fue él, indudablemente, la figura más vigorosa que podemos encontrar como precursor del desarrollo de la Mecánica de Suelos en México. Cuevas estaba en aquellos días construyendo la cimentación para el edificio de la Lotería Nacional. En 1936, fui con Cuevas a la Universidad de Harvard, donde con motivo de las fiestas del tercer centenario de su fundación, la Universidad acogía al Primer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos. Asistieron Terzaghi, Casagrande, Gilboy, L. White, Rutledge, Morán y muchos otros grandes hombres en este campo. El Congreso fue para los jóvenes que estuvimos en calidad de observadores, una auténtica revelación. El discurso inaugural de Terzaghi es un documento histórico: una obra maestra que todo ingeniero, especializado o no en suelos, debe leer.

El Ing. Cuevas, fue también uno de los campeones contra el uso exagerado de pozos en la ciudad de México. Cuando en 1936 la ciudad comenzó a asentarse rápidamente, a hundirse en forma cada vez más alarmante, él advirtió, con gran instinto, los peligros que había en abusar de la extracción de agua y alterar el equilibrio del líquido que tanta importancia tiene en la ciudad de México para el equilibrio del suelo mismo.

Años más tarde me tocó hacer uno de los primeros trabajos analíticos sobre la relación que hay entre las presiones del agua en los acuíferos y los asentamientos de la ciudad. Y hubo (apenas hace unos 15 años) quienes protestaron y dijeron que un pozo bien construido, cementado adecuadamente alrededor del tubo, no tenía por qué producir asentamientos, dado que la arcilla es muy impermeable. Se consideraba que los pozos bien hechos eran absolutamente inocuos.

Se hablaba, apenas hace 12 años, de que las causas principales del asentamiento de la ciudad de México, eran el incremento en la carga impuesta sobre la superficie con el crecimiento del área construida, la impermeabilización de la corteza derivada de los propios edificios y de los pavimentos en las calles y los drenajes que extraían el agua de las capas superiores del suelo. Se suponía que el problema era debido a causas externas: falta de agua externa que nutriera al suelo, aumento

Copyrighted material

de carga externa y alteración en las capas superficiales; no se pensaba que el origen del asentamiento estuviera en las capas profundas en donde se había creado un desequilibrio en las presiones del agua, que ya no eran hidrostáticas. Fue en un caso particular, muy interesante de mencionar en el que se tuvo una evidencia clara de que el fenómeno no se debía, como se afirmaba a causas externas. (Que, por supuesto, influyen. Un edificio alto, mal construido, mal cimentado, puede producir y ha producido asentamientos considerables pero que sólo afectan al área vecina al edificio. Su radio de acción es del orden de magnitud de las dimensiones del área cargada.)

En 1950 el Gobierno proyectaba realizar obras que devolvieran al Palacio de las Bellas Artes a su nivel original. Una empresa extranjera hizo un proyecto para recimentar al palacio por medio de pilotes y, por medio de gatos, subirlo al nivel de la calle. Los primeros datos que se tenían parecían muy alarmantes; se mencionaban asentamientos de Bellas Artes del orden de 30 cm por año; pero se estaba hablando de los asentamientos absolutos del Palacio, con relación a bancos de nivel que no se asentaban. Cuando se hizo el análisis de los asentamientos de Bellas Artes con respecto al nivel de la calle, se descubrió algo notable: el Parque de la Alameda, que está a corta distancia del Palacio, se hundía más aprisa que éste, con relación a los bancos de nivel absoluto; es decir, Bellas Artes en realidad estaba hundiéndose más lentamente que la calle; sus movimientos relativos eran de recuperación, en vez de asentamiento. Bellas Artes es uno de los edificios más pesados que, por haberse cimentado sin los conocimientos suficientes del subsuelo, se asentó más de 2 m; Bellas Artes está rodeado de una gran área impermeabilizada. En Bellas Artes se conjugan los factores que se decía provocan el hundimiento, en tanto que en la Alameda no hay carga, la lluvia puede penetrar libremente y no hay drenaje; sin embargo, la Alameda se hunde más aprisa que Bellas Artes, lo cual revela que el fenómeno se debe a causas profundas que ahora hemos identificado: a las fuerzas de filtración provocadas en el subsuelo por el desequilibrio de las presiones del agua. Por el exagerado bombeo en el pasado. Evidentemente, el subsuelo de la Alameda, virgen, respondía más a las nuevas fuerzas internas que el subsuelo del palacio ya muy consolidado.

Por fortuna el problema del hundimiento de la ciudad se ha aclarado y se han tomado medidas que han hecho que la situación mejore día a día. En pocos años, el progreso que se ha logrado en la ingeniería, como consecuencia de un mayor conocimiento de la Mecánica de Suelos, es extraordinario.

De la época en que se hablaba de determinar la resistencia de un terreno por medio de una mesa, al momento en que dos ingenieros mexicanos son capaces de producir un libro de los alcances y de la importancia del que ahora nace, hay una distancia enorme.

He hablado de aspectos prácticos, culturales e intelectuales de la Mecánica de Suelos.

Copyrighted material

Voy a terminar con una reflexión final de otra naturaleza. Hace un año recorrí países de Asia, Europa y América. No me sorprendió encontrar en muchas partes incomprensión o desconcierto con relación a la Mecánica de Suelos. Falta de información. Pero sí me sorprendió, gratamente, encontrar en Hong Kong, en Pekín, en Estambul, en Estocolmo, en Londres, y en Sao Paulo y Buenos Aires, verdaderos apóstoles de la Mecánica de Suelos. En cadena se me abrían las puertas de una fraternidad de amigos. Y descubrí en todos esos ingenieros, además, una mística común. Vi que todos realizan una tarea desinteresada de promoción de la Mecánica de Suelos. Se nota en todos los rumbos del planeta la influencia de un gran hombre que es, sin duda, el corazón de la Mecánica de Suelos. Arthur Casagrande, cuya influencia en este primer texto mexicano es evidente. Primero como discípulo predilecto y devoto del maestro Terzaghi; después como profundo investigador y consultor, y, finalmente, como profesor extraordinario, como maestro auténtico y generoso cuyo sentido de responsabilidad hacia sus discípulos desborda los cauces establecidos, Casagrande ha dado alma a esta nueva rama de la ciencia. Si a la Mecánica de Suelos se deben presas de tierra de alturas sin precedente, a ella se debe también que en Harvard haya surgido un profesor de ciencia que tiene estatura humana extraordinaria.

La personalidad de Casagrande es un estímulo y una garantía para quienes abrazan la especialidad que trata con el material que conjuga a dos de los cuatro elementos de la naturaleza que fascinaron a los hombres de antes y siguen fascinando a los hombres de hoy. La tierra y el agua.

NABOR CARRILLO

Copyrighted material

Contenido

Página

Prólogo a la segunda edición 5

Prólogo a la tercera edición 7

Prólogo de los autores 9

Agradecimiento 11

Prefacio 13

Introducción 27

Capítulo I. Suelos: Origen y formación. Minerales constitutivos

I–1. Constitución interna del globo terrestre 33
I–2. Suelo 34
I–3. Agentes generadores de suelos 34
I–4. Suelos residuales y transportados 35
I–5. Minerales constitutivos de los suelos gruesos 37
I–6. Minerales constitutivos de las arcillas 37

Capítulo II. Físico-Química de las arcillas

II–1. Generalidades 41
II–2. Intercambio catiónico 42
II–3. Identificación de minerales de arcilla 43
Anexo II–a. Relaciones entre las fases sólida y líquida en una arcilla 44
II–a.1. Nexos primarios 44
II–a.2. Nexos secundarios 46
II–a.3. Relaciones entre las partículas cristalinas de arcilla y el agua 46

Capítulo III. Relaciones volumétricas y gravimétricas en los suelos

III–1. Fases del suelo. Símbolos y definiciones 51
III–2. Relaciones de pesos y volúmenes 53
III–3. Relaciones fundamentales 54
III–4. Correlación entre la relación de vacíos y la porosidad 55
III–5. Fórmulas más útiles referentes a suelos saturados . . . 56
III–6. Fórmulas más útiles referentes a suelos parcialmente saturados 57

Copyrighted material

			Página
	III–7.	Peso específico seco y saturado	58
	III–8.	Suelos sumergidos	58
Anexo	III–a.	Variación del contenido de agua con la temperatura de secado en suelos	59
Anexo	III–b.	Variación de γ_w en gr/cm³ respecto a la temperatura en °C	60
Anexo	III–c.	Determinación en laboratorio del peso específico de la masa de un suelo	60
Anexo	III–d.	Determinación en laboratorio de la relación de vacíos de un suelo	60
Anexo	III–e.	Determinación en laboratorio del grado de saturación de un suelo	61
Anexo	III–f.	Determinación en laboratorio del contenido de agua de un suelo	61
Anexo	III–g.	Problemas ilustrativos	62

Capítulo IV. Características y estructuración de las partículas minerales

	IV–1.	Forma	75
	IV–2.	Peso específico relativo	77
	IV–3.	Estructuración de los suelos	78
Anexo	IV–a.	Prueba para la determinación del peso específico relativo de las partículas minerales constituyentes de un suelo	87
Anexo	IV–b.	Propiedades tixotrópicas de las arcillas	91
Anexo	IV–c.	Problemas ilustrativos	92

Capítulo V. Granulometría en suelos

	V–1.	Introducción	97
	V–2.	Sistemas de clasificación de suelos basados en criterios de granulometría	98
	V–3.	Representación de la distribución granulométrica	100
	V–4.	Análisis mecánico	102
Anexo	V–a.	Teoría de la prueba del hidrómetro	105
Anexo	V–b.	Procedimiento de prueba para el análisis por medio del hidrómetro	110
Anexo	V–c.	Procedimiento de prueba para un análisis mecánico combinado	116
Anexo	V–d.	Problemas ilustrativos	121

Capítulo VI. Plasticidad

	VI–1.	Generalidades	123
	VI–2.	Estados de consistencia. Límites de plasticidad	127
	VI–3.	Determinación actual del límite líquido	129
	VI–4.	Determinación actual del límite plástico	133
	VI–5.	Consideraciones sobre los límites de plasticidad. Indice de tenacidad	133
	VI–6.	Selección de muestras para la determinación de los límites de plasticidad	138
	VI–7.	Determinación del límite de contracción	141

Copyrighted material

Página

Anexo VI–a. Método de prueba para la determinación de los límites de plasticidad 144
Anexo VI–b. Problemas ilustrativos 146

Capítulo VII. Clasificación e identificación de suelos

VII–1. Generalidades 149
VII–2. Fundamentos del sistema de clasificación de aeropuertos 150
VII–3. Sistema unificado de clasificación de suelos 152
VII–4. Identificación de suelos 158
VII–5. La carta de plasticidad y las propiedades físicas del suelo 161
Anexo VII–a. Sistema SUCS 163
Anexo VII–b. Identificación de suelos en el campo 163
Anexo VII–c. Ejercicios de clasificación 163

Capítulo VIII. Fenómeno capilar y proceso de contracción

VIII–1. Tensión superficial. Generalidades 167
VIII–2. Angulo de contacto 169
VIII–3. Ascensión capilar 171
VIII–4. Efectos capilares 173
VIII–5. Proceso de contracción en suelos finos 178
Anexo VIII–a. Fórmula de Laplace 180
Anexo VIII–b. Presión de gases en burbujas y vacíos 182
Anexo VIII–c. Problemas resueltos 186

Capítulo IX. Propiedades hidráulicas del suelo

IX–1. Flujos laminar y turbulento 191
IX–2. Ley de Darcy y coeficiente de permeabilidad 193
IX–3. Velocidad de descarga, velocidad de filtración y velocidad real 196
IX–4. Métodos para medir el coeficiente de permeabilidad del suelo 197
IX–5. Factores que influyen en la permeabilidad de los suelos 206
IX–6. Prueba horizontal de capilaridad 209
Anexo IX–a. El régimen de Poiseuille 214
Anexo IX–b. Coeficiente de permeabilidad 218
Anexo IX–c. Pruebas de permeabilidad 219
Anexo IX–d. Variación de la permeabilidad de los suelos con la relación de vacíos 229
Anexo IX–e. Teoría de la prueba horizontal de capilaridad . . . 233
Anexo IX–f. Problemas resueltos 238

Capítulo X. El fenómeno de la consolidación unidimensional de los suelos

X–1. Observaciones generales 245
X–2. Consolidación de suelos 247
X–3. Características de consolidación de suelos relativamente gruesos 253

Copyrighted material

			Página
	X–4.	Analogía mecánica de Terzaghi	256
	X–5.	Estudio de las presiones en suelos	259
	X–6.	Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional	263
	X–7.	Solución de la ecuación de la consolidación unidimensional	269
	X–8.	Factores que influyen en el tiempo de consolidación	275
	X–9.	Comparación entre la curva de consolidación teórica y las reales obtenidas en el laboratorio	278
	X–10.	Determinación del coeficiente de permeabilidad a partir de los datos de una prueba de consolidación	280
	X–11.	Asentamiento total primario de un estrato arcilloso sujeto a consolidación y evolución del mismo	280
	X–12.	Consolidación secundaria	285
	X–13.	Carga de preconsolidación	285
	X–14.	Consolidación de estratos de arcilla con diversas condiciones iniciales	292
	X–15.	Consolidación de estratos arcillosos sujetos a flujo no unidimensional	292
Anexo	X–a.	Prueba de consolidación unidimensional con flujo vertical	293
Anexo	X–b.	Solución de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional	305
Anexo	X–c.	Analogía termodinámica de los procesos de consolidación	310
Anexo	–d.	Relaciones aproximadas para representar el proceso de consolidación	311
Anexo	X–e.	Discusión del efecto secundario	314
Anexo	X–f.	Otros casos importantes de consolidación de estratos horizontales de arcilla	317
Anexo	X–g.	Consolidación de arcillas sujetas a flujo bi y tridimensional	323
Anexo	X–h.	Problemas resueltos	328

Capítulo XI. Introducción al problema de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

	XI–1.	Introducción a los estados de esfuerzos y deformaciones planos	351
	XI–2.	Solución gráfica de Mohr	355
	XI–3.	Discusión sobre el signo de los esfuerzos y teoría del polo	358
	XI–4.	Relaciones de esfuerzos principales	361
	XI–5.	Esfuerzos conjugados	365
	XI–6.	Teorías de falla	368
Anexo	XI–a.	Breve exposición de algunas teorías simples de falla	368

Capítulo XII. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

	XII–1.	Introducción	373
	XII–2.	Reseña histórica	374
	XII–3.	Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante	376
	XII–4.	Prueba *"in situ"* por medio de la veleta	380
	XII–5.	Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante	382
	XII–6.	Pruebas de compresión triaxial en suelos "friccionantes"	387
	XII–7.	Factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos"	388

Copyrighted material

Página

XII–8. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "friccionantes" 392
XII–9. Relación de vacíos crítica y licuación de arenas . . . 396
XII–10. Consideraciones sobre los resultados de pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" saturados, normalmente consolidados 399
XII–11. Consideraciones sobre las líneas de falla 409
XII–12. Consideraciones sobre los resultados de pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" saturados, preconsolidados . . . 410
XII–13. Prueba de compresión simple 412
XII–14. Consideraciones sobre los resultados de las pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" no saturados 414
XII–15. Aplicación de los resultados de las pruebas de compresión triaxial a los problemas prácticos 415
XII–16. Algunos factores que modifican las características de compresibilidad y resistencia de algunas arcillas 422
XII–17. Representación de las pruebas triaxiales en el espacio tridimensional de los esfuerzos principales 422
XII–18. Resistencias máxima y residual de las arcillas 423
Anexo XII–a. Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante . . . 427
Anexo XII–b. Algunas consideraciones adicionales sobre la resistencia al esfuerzo cortante en suelos "friccionantes" 429
Anexo XII–c. Pruebas de compresión triaxial 431
Anexo XII–d. Preconsolidación inducida en pruebas de compresión triaxial rápidas-consolidadas 452
Anexo XII–e. Nociones sobre las características de esfuerzo-deformación y resistencia de las arcillas compactadas 454
Anexo XII–f. Procedimientos teóricos para estimar la presión neutral desarrollada por un cambio rápido de los esfuerzos totales 456
Anexo XII–g. Efecto del lavado en la compresibilidad y resistencia de arcillas marinas normalmente consolidadas 466
Anexo XII–h. Efecto de la consolidación secundaria en la compresibilidad y resistencia de las arcillas 469
Anexo XII–i. Efecto del intercambio de cationes y de agentes cementantes en la compresibilidad y resistencia de las arcillas 471
Anexo XII–j. Representación gráfica de los resultados de las pruebas triaxiales en el espacio tridimensional de esfuerzos principales 474
Anexo XII–k. Problemas resueltos 481

Capítulo XIII. Comportamiento mecánico de los suelos en la prueba triaxial

XIII–1. Introducción 495
XIII–2. Comportamiento de las arcillas bajo un estado de compresión isotrópica 497
XIII–3. Pruebas no drenadas en arcillas normalmente consolidadas. Presiones de poro y resistencias 50
XIII–4. Pruebas no drenadas en arcillas preconsolidadas. Presiones de poro y resistencia 512
XIII–5. Pruebas drenadas en arcillas normalmente consolidadas. Cambios volumétricos y resistencias 525
XIII–6. Pruebas drenadas en arcillas preconsolidadas. Cambios volumétricos y resistencias 533
XIII–7. Gráficas esfuerzo-deformación en arcillas 553
XIII–8. Compresibilidad de arenas 562

Copyrighted material

Página

XIII–9. Relaciones esfuerzo-deformación en arenas 567
XIII–10. Resistencia de las arenas 570

Capítulo XIV. Compactación de los suelos

XIV–1. Introducción 575
XIV–2. Pruebas de compactación 576
XIV–3. Otros factores que influyen en la compactación de los suelos 581
XIV–4. Comentarios adicionales sobre la compactación de los suelos "friccionantes" y "cohesivos" 583
Anexo XIV–a. Pruebas de compactación 593
Anexo XIV–b. Consideraciones sobre el significado de los términos "humedad óptima" y "peso específico seco máximo" . . . 597
Anexo XIV–c. Problemas relativos al control de compactación de campo por medio de peso específico seco 600
Anexo XIV–d. Un método rápido para control de la compactación de campo en terraplenes de suelo cohesivo 604

Apéndice. Exploración y muestreo en suelos

A–1. Introducción 613
A–2. Tipos de sondeos 615
A–3. Sondeos exploratorios 615
A–4. Métodos de sondeo definitivo 626
A–5. Métodos geofísicos 632
A–6. Número, tipo y profundidad de los sondeos 635
A–7. Piezómetros 637
Anexo A–a. Diseño e instalación de piezómetros para medida de presiones neutrales en suelos plásticos 638

Copyrighted material

Introducción

Antes del desarrollo de la Mecánica Aplicada, posible a su vez gracias a las grandes contribuciones científicas de los teóricos, todos los principales problemas de la ingeniería civil eran resueltos en forma intuitiva o por tanteos. Ello aparejaba serios riesgos en lo referente tanto a seguridad como a economía.

El advenimiento a la técnica de los principios de la Mecánica hizo posible predecir el comportamiento de una estructura, basándose en las propiedades de los materiales constitutivos de ella. En este aspecto dos materiales fueron particularmente objeto de seria atención: el acero y el concreto, para los cuales pronto se desarrollaron normas de fabricación que, garantizando ciertas cualidades, permitieron el conocimiento, siquiera aproximado, de su comportamiento.

Salvo ensayos notables, aunque inconexos, el suelo sólo en época reciente fue objeto de estudio sistemático como material de construcción. Aunque pudiera parecer paradójico esta situación no siempre ha perjudicado a la actual ingeniería.

Parece inútil discutir el papel fundamental del suelo en la tecnología ingenieril y, no obstante, puede afirmarse que su decisiva influencia quizá no ha sido comprendida en todo su valor en algunas esferas de la técnica, que no la aquilatan suficientemente, aunque pueda decirse con particular satisfacción que tal actitud se desvanece rápidamente.

En épocas correspondientes a la pasada centuria, los tremendos progresos de la Física en general y la Mecánica Aplicada en particular, hicieron concebir a los investigadores una excesiva confianza en sus logros, por decirlo con suavidad o una cierta soberbia intelectual ante el universo, si se quisiera hablar sin eufemismos. Esta actitud trascendió a la ingeniería con particular vigor, aun cuando, nos permitimos insistir, este hecho sea únicamente un reflejo de la actitud más generalizada de la ciencia ante el mundo. Es la época en que los grandes elasticistas europeos convierten sus respectivas esferas de influencia en terrenos llenos de sutilezas matemáticas y de elaboradas teorías de lápiz y papel. Durante estas épocas puede decirse que no existe un intento sistemático del análisis de suelos desde el punto de vista de la ingeniería civil.

La técnica ingenieril producto de esa etapa, cuyo valor en el desenvolvimiento de la técnica general no debe subestimarse, adolece del pecado de teorizante. A partir de hipótesis aceptadas, se desarrollan teo-

Copyrighted material

rías matemáticas para representar los fenómenos físicos con que tiene que ver el ingeniero; teorías muy meritorias que permitieron construir con mayor criterio y rigor que nunca antes, pero adolescentes todas de un mismo defecto común: las hipótesis aceptadas, que no representaban más que aproximadamente, a veces burdamente, a la realidad. Son las teorías del "acero elástico" y del "concreto elástico", en las que las propiedades mecánicas de esos materiales se describen en función de dos valores numéricos precisos: el módulo de elasticidad y la resistencia a la ruptura. Las desviaciones del comportamiento puramente elástico del acero o del concreto, o sea los fenómenos de deformación inelástica, escurrimiento plástico y fatiga eran prácticamente desconocidas y nunca tomadas en cuenta. La experimentación como método de investigación estaba en crisis ante el puro esfuerzo intelectual del investigador, no siempre cuidadoso de la concordancia con la realidad.

El siglo xx trajo consigo una revisión de la metodología ingenieril. Europa y América al unísono buscan nuevas rutas a la investigación; nace un movimiento renovador basado en un empirismo sano y se someten sistemáticamente los resultados de la elaboración teórica a comprobación con la realidad; aparecen los intentos, de tanto futuro, de buscar el verdadero comportamiento de una estructura en el estudio del modelo representativo; se aplican cada vez más a la ingeniería los logros de la Estadística y, en general, se respira una definitiva tendencia de buscar, no la ingeniería de lápiz y papel, sino la de campo, la real, la que transforma naciones y las hace mejores.

Tampoco la anterior tendencia de la técnica está divorciada del desarrollo general de la Ciencia Física, de la que es aplicación; el siglo xx trae también tendencias renovadoras en el campo de la Física General y una búsqueda sistemática de la realidad, aún a través de la teoría más compleja.

En esta época de transición nace en forma general la Mecánica de Suelos. Siempre resulta arriesgado atribuir a la obra de un hombre cualquier logro de la ciencia, pero en este caso parece bastante justificado mencionar antes que nada el nombre del hombre que ha hecho posible el nacimiento de esa parte de la ingeniería, como fundador y guía, el nombre del Dr. Ing. Karl Terzaghi.

En 1925 con la aparición en Viena de su ya clásico *Erdbaumechanik* Terzaghi dio a la luz la primera publicación en que en forma sistemática se da una interpretación científica al suelo como material ingenieril. Ilustre geólogo, distinguido consultor de ingeniería, investigador completo, maestro emérito, Terzaghi ha marcado desde entonces la pauta a seguir en el desarrollo de la ciencia novel. Aún hoy, ya en la ancianidad ocupa activamente sus cargos académicos y de consulta en la Universidad de Harvard, en los Estados Unidos.

Para definir la Mecánica de Suelos, no se ocurre nada mejor que recurrir al mismo Terzaghi, quien en su libro *Theoretical Soil Mechanics* dice: *"La Mecánica de Suelos es la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con*

Copyrighted material

sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no contenido de materia orgánica."

La Mecánica de Suelos incluye: *a*) teorías sobre el comportamiento de los suelos sujetas a cargas, basadas en simplificaciones necesarias dado el actual estado de la técnica; *b*) investigación de las propiedades físicas de los suelos reales, y *c*) aplicación del conocimiento teórico y empírico a los problemas prácticos.

Sin duda el gran mérito de Terzaghi como iniciador y orientador de la Mecánica de Suelos, consiste en su continuado y sistemático esfuerzo por darle a ésta una fundamentación empírica, que haga concordantes los conocimientos adquiridos con la realidad de las obras. Es en gran parte por su influencia por lo que los métodos de investigación de laboratorio figuran en la rutina de Mecánica de Suelos quizá en mayor proporción que en ninguna otra parte de la Ingeniería Civil. Semejante criterio debe verse como decisivo, pues en los suelos se tienen no sólo los problemas soslayados para acero y concreto, y exagerados por la mayor complejidad del material, sino otros emanantes de su tremenda variabilidad y del hecho de que los procesos naturales que producen los suelos están totalmente fuera del control del ingeniero, a diferencia, relativamente, de los procesos industriales que producen los restantes materiales de construcción.

Lo anterior no debe de interpretarse como una censura o menos proscripción de los métodos de investigación teórica en Mecánica de Suelos. La elucubración tiene su lugar en esta nueva ciencia como en cualquier otra, pero canalizada y sin perder de vista los fines de la técnica. Pero es obvio que cuanto mayor sea el acervo teórico disponible en la Metodología de la Mecánica de Suelos, mayores serán las posibilidades de adquirir conocimiento fundamental al respecto. La cuestión no es, ni mucho menos, de prohibición de teoría pura, sino de criterio de aplicación de tal teoría. Lo anterior está íntimamente ligado con la cuestión del factor de seguridad a elegir en una obra concreta.

Por resumir brevemente podría decirse que en Mecánica de Suelos, según la tendencia actual debida sobre todo a Terzaghi, la teoría va después y no antes que la investigación de las propiedades reales del suelo por medio de exhaustiva investigación de laboratorio y que, por lo menos, es aceptada o rechazada en función de los resultados observados en las obras de ingeniería en que se aplique. Mucho de esa tendencia se observa también hoy en otras partes de la ingeniería, la Teoría de las Estructuras, por ejemplo, y sería interesante elucubrar la influencia que Terzaghi, con su decisivo prestigio, haya podido tener en ese hecho.

A medida que, durante el desarrollo de la Mecánica de Suelos, fue aumentando el conocimiento empírico sobre los suelos se fue haciendo evidente que los resultados de las pruebas de laboratorio podían dar conclusiones erróneas a no ser que las muestras obtenidas del terreno fueran prácticamente inalteradas, es decir, que las propiedades del suelo, en toda

Copyrighted material

su complejidad, se mantuviesen en el espécimen extraído. Tales errores resultan particularmente graves, por el hecho de ir acompañados de la confianza del proyectista, que lógicamente confiará en los resultados obtenidos empíricamente. La consiguiente necesidad de la obtención de tales muestras inalteradas produjo una reorganización, y en muchos casos, la invención de los métodos de perforación, sondeo y manejo de muestras adecuados. Nunca se insistirá bastante en las precauciones a tomar en este terreno, fundamental verdaderamente, por proporcionar ya las correctas bases de reflexión, ya los vicios en que descanse un proyecto erróneo, según el éxito que en él se obtenga.

También, dada la infinita variedad de los suelos con que el ingeniero se ve obligado a tratar, cualquier intento de sistematizar su estudio debe ir acompañado de la necesidad de establecer sistemas apropiados de clasificación. Obviamente la Mecánica de Suelos desarrolló varios; primeramente, a causa de su propia ignorancia y la complejidad de la tarea, fundándose en criterios generales fácilmente discernibles para todo suelo; nacieron así sistemas de clasificación de suelos por color, olor, textura y los principales en este campo, por distribución de tamaños o conformación granulométrica; después, a medida que las propiedades de los suelos fueron mejor conocidas, se desarrollaron otros relacionados con esas propiedades mecánicas, que obviamente resultarán preferibles para el técnico actual, por ser tales propiedades las que condicionan su actitud; en este terreno los ingenieros de Suelos están en deuda con el Dr. Arturo Casagrande, que en la Universidad de Harvard dirigió la tarea de erigir un sistema fundado en las características de plasticidad de los suelos finos, que, puede decirse sin exageración, debería ser el único utilizado por los técnicos de hoy. Este sistema, denominado en principio de Clasificación de Aeropuertos y hoy Sistema Unificado (SUCS) ofrece la tremenda ventaja de que la plasticidad es una propiedad fácilmente relacionable en forma cualitativa con otras, como la compresibilidad, la permeabilidad, la resistencia del suelo, la velocidad de variación de volumen, etc., todas fundamentales para normar el criterio del ingeniero. Puede afirmarse que tanto el muestreo adecuado como la clasificación precisa constituyen dos requisitos previos indispensables para la aplicación de la Mecánica de Suelos a los problemas de diseño.

Mas, aún fielmente cumplidas estas condiciones previas, el ingeniero de suelos ha de tener en cuenta que las diferencias entre la teoría y la realidad son en esta materia, especialmente importantes, por la grande y tantas veces repetida complejidad de los suelos, que hace que las hipótesis simplificativas a las que la técnica actual está obligada todavía, tengan un grado de aproximación en ocasiones burdo y rara vez satisfactorio. Todos los cálculos de diseño de estructuras de tierra o sobre tierra se basan en una idealización de los suelos (la "estratigrafía supuesta") en la que éstos aparecen formados por unas pocas capas homogéneas; la realidad es bien distinta y en ocasiones se hará preciso modificar los criterios aplicados, a medida que, durante la construcción, se vayan descubriendo las características reales.

Copyrighted material

No obstante esas dificultades superiores a las que se presentan en otros campos de la técnica, la Mecánica de Suelos ha hecho cambiar el modo de pensar de los ingenieros con respecto al suelo en pocos años; ha obtenido éxitos espectaculares profetizando fallas futuras o explicando otras ya producidas; ha explicado la razón de ser de muchos métodos empíricos sancionados por el uso y ha sustituido otros de éstos por técnicas más racionales. Desde un franco escepticismo, la actitud de nuestros ingenieros ha evolucionado hasta un grado de confianza que ya no les permite afrontar los riesgos de una obra seria sin contar con los auxilios de la nueva ciencia; en nuestro país una buena parte de esta labor ha de acreditarse a los Gobiernos que han creado o sostenido Departamentos u Oficinas especializadas en las diferentes dependencias de la esfera técnica. Falta aún llevar el convencimiento a vastas esferas profesionales de que la Mecánica de Suelos es útil y económica también en la rutina de la ingeniería y que, a pesar de su juventud, merece el crédito de otras especialidades, sus hermanas mayores en edad.

Bibliografía

Origen y funciones de la Mecánica de Suelos—K. Terzaghi—Contribuciones de la Mecánica de Suelos al diseño y construcción de presas de tierra—S. R. H. —México, 1956.

Notas sobre el diseño de Presas de Tierra—A. Casagrande—Contribuciones de la Mecánica de Suelos al diseño y construcción de presas de tierra—S. R. H. —México, 1956.

Theoretical Soil Mechanics—K. Terzaghi—John Wiley and Sons.—New York, 1956.

Copyrighted material

Copyrighted material

I

Suelos: Orígen y formación; minerales constitutivos

I-1. Constitución interna del globo terrestre

En un esquema simplista, el globo terrestre está constituido, primeramente, por un núcleo formado predominantemente por compuestos de hierro y níquel. Se considera, al presente, que la densidad media de este núcleo es considerablemente superior a la de capas más superficiales; también puede deducirse, del estudio de transmisión de ondas sísmicas a su través, que el núcleo carece de rigidez y esta característica ha inducido a la mayoría de los investigadores a juzgarlo fluido; existe la opinión, empero no suficientemente comprobada, de que una zona en torno al centro del Planeta (sobre unos 1,300 km contra 3,400 km de radio de todo el núcleo) posee alta rigidez, por lo que deberá ser considerada sólida, en vez de fluida. Un manto fluido (magma) rodea al núcleo.

Envolviendo al manto mencionado se encuentra la *corteza terrestre,* capa de densidad decreciente hacia la superficie, formada sobre todo por silicatos. Esta capa, de espesor medio 30-40 km en las plataformas continentales, está constituida por grandes masas heterogéneas con depresiones ocupadas por los mares y océanos. Toda esta corteza se encuentra aproximadamente en estado de balance isostático, *flotando* sobre la magma terrestre, más denso. La separación entre la parte fluida y la corteza que la envuelve suele considerarse abrupta, antes que gradual (discontinuidad de Mohorovicic).

Suprayaciendo a la corteza terrestre propiamente dicha, existe una pequeña capa, formada por la disgregación y descomposición de sus últimos niveles; esta pequeña pátina del Planeta, es el *suelo,* del cual se trata en la Mecánica de Suelos.

Copyrighted material

I-2. Suelo

Es común creencia la de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían "vectorialmente". En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal. El suelo tiene *perfil,* y éste es un hecho del que se hace abundante aplicación.

"Suelo" es un término del que hacen uso diferentes profesantes. La interpretación varía de acuerdo con sus respectivos intereses. Para el Agrónomo, por ejemplo, la palabra se aplica a la parte superficial de la corteza capaz de sustentar vida vegetal, siendo esta interpretación demasiado restringida para el Ingeniero. Para el Geólogo es todo material intemperizado en el lugar en que ahora se encuentra y con contenido de materia orgánica cerca de la superficie; esta definición peca de parcial en Ingeniería, al no tomar en cuenta los materiales transportados no intemperizados posteriormente a su transporte.

Para los fines de esta obra, la palabra Suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Quedan excluidas de la definición las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie. El agua contenida juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo.

I-3. Agentes generadores de suelos

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados. Sin embargo, en último análisis, todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos: desintegración mecánica y descomposción química.

El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos y sólo en casos especiales arcillas.

Por descomposición química se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es, desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de descomposición. Todos los efectos anteriores suelen acentuarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas, mientras que son típicas de

Copyrighted material

zonas más frías formaciones arenosas o limosas, más gruesas. En los desiertos cálidos, la falta de agua hace que los fenómenos de descomposición no se desarrollen, por lo cual la arena predomina en esas zonas; allí los efectos de ciclos de tensiones y compresiones sobre las rocas, producidos por elevaciones y descensos periódicos y continuados de temperatura, son los mecanismos de ataque determinantes.

No debe creerse, sin embargo, que las reglas anteriores sean inmutables; la naturaleza suele actuar con una complejidad que desafía cualquier regulación. Por ejemplo, en países fríos o secos pueden existir formaciones arcillosas de importancia, cuando el aporte de corrientes de agua quede en condiciones favorables para constituir un depósito.

Los suelos deben, pues, su origen a una tal variedad de causas que excede todo poder de descripción detallada. El resultado de ese concurso de causas, es una inmensa diversidad de tipos de suelo resultantes. También debe notarse que su formación ha ocurrido a través de las Eras Geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy; en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo: sólo le toca manejarlo, tal como la naturaleza se lo presenta.

I-4. Suelos residuales y transportados

Los productos del ataque de los agentes de intemperismo pueden quedar en el lugar, directamente sobre la roca de la cual se derivan, dando así origen a suelos llamados *residuales.* Pero esos productos pueden ser removidos del lugar de formación, por los mismos agentes geológicos y redepositados en otra zona. Así se generan suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos; a estos suelos se les denomina *transportados.*

Existen en la naturaleza numerosos agentes de transporte, de los cuales pueden citarse como principales los glaciares, el viento, los ríos y corrientes de agua superficial, los mares y las fuerzas de gravedad; estos factores actúan a menudo combinándose.

La combinación del escurrimiento de aguas en las laderas de colinas y montes y de las fuerzas del campo gravitacional, forma los depósitos de talud, en las faldas de las elevaciones; estos depósitos suelen ser heterogéneos, sueltos y predominantemente formados por materiales gruesos.

El escurrimiento de torrentes produce arrastre de materiales de gran tamaño (mayor a velocidades crecientes en el agua), que se depositan en forma graduada a lo largo de su curso, correspondiendo los materiales más finos a las zonas planas de los valles.

Los ríos acarrean materiales de muy diversas graduaciones, depositándolos a lo largo de su perfil, según varíe la velocidad de su curso; al ir disminuyendo ésta, la capacidad de acarreo de la corriente se hace menor, depositándose los materiales más gruesos. De esta manera el río transporta y deposita suelos según sus tamaños decrecientes, correspondiendo las partículas más finas (limos y arcillas) a depósitos próximos a su desembocadura.

Copyrighted material

Los depósitos lacustres son generalmente de grano muy fino, a causa de la pequeña velocidad con que las aguas fluyen en los lagos.

Los depósitos marinos (formados por el mar) suelen ser estratificados, reflejando muchas veces las características de las costas que los mares bañen.

Los depósitos glaciares están formados por suelos heterogéneos, que van desde grandes bloques, hasta materiales muy finamente granulados, a causa de las grandes presiones desarrolladas y de la abrasión producida por el movimiento de las masas de hielo.

Los vientos pueden arrastrar partículas cuyo tamaño puede variar desde el del limo hasta el de las arenas gruesas; estos arrastres pueden hacer que las partículas se depositen a muchos kilómetros de su lugar de origen. Dos tipos principales de suelo deben su formación al arrastre del viento: el loess y los médanos. El loess puede definirse como un depósito eólico, constituido por una mezcla uniforme de arenas finas cuarzosas, algo feldespáticas y limos, estructurado en forma abierta y algo cohesiva. Esta cohesión suele atribuirse a la presencia de carbonatos de calcio solubles, en los que se ha querido ver un elemento cementante; sin embargo, investigaciones recientes parecen indicar que tales carbonatos están contenidos en grumos aislados, que no pueden proporcionar cementación a la masa y, por lo tanto, parece que esta cementación debe atribuirse a la existencia de películas arcillosas envolviendo los granos depositados.[1]

Los médanos son aglomeraciones de arena suelta, que fue arrastrada por el viento a poca altura y que se vio detenida por algún obstáculo natural de la superficie del terreno. Suelen estar formados por arenas cuarzosas uniformes, con algo de mica.

En general, un suelo transportado queda descrito por un "perfil estratigráfico", que resalte la secuencia de colocación y el espesor de sus estratos.

En lo que respecta a los suelos residuales, existen dos conceptos que juegan un papel muy importante. Son éstos el perfil de meteorización y el conjunto de estructuras heredadas. El primero es la secuencia de materiales con diferentes propiedades, que se ha formado en el lugar donde se le encuentra y que sobreyace a la roca no meteorizada (Refs. 2 y 3). Se forma, tanto por ataque mecánico como por descomposición química, y puede variar considerablemente de un punto a otro, sobre todo por variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, topografía, condiciones de erosión, régimen de aguas subterráneas y clima.

Las estructuras heredadas consisten en diaclasas, exfoliaciones, juntas, grietas, fallas y otros defectos estructurales que muestra el suelo como herencia de los que tenía la roca original. Su influencia es tal que frecuentemente las propiedades mecánicas de una muestra "intacta" del material no pueden considerarse en absoluto representativas de las propiedades del conjunto.

Un suelo residual queda descrito por estos dos conceptos.

Copyrighted material

I-5. Minerales constitutivos de los suelos gruesos

Un mineral es una sustancia inorgánica y natural, que tiene una estructura interna característica determinada por un cierto arreglo específico de sus átomos e iones. Su composición química y sus propiedades físicas o son fijas o varían dentro de límites definidos. Sus propiedades físicas más interesantes, desde el punto de vista de identificación son: el color, el lustre, la tonalidad de sus raspaduras, la forma de cristalización, la dureza, la forma de su fractura y disposición de sus planos crucero, la tenacidad, la capacidad para permitir el paso de ondas y radiaciones (o luz) y la densidad relativa.

La estructura atómicomolecular del mineral es el factor más importante para condicionar sus propiedades físicas.

En los suelos formados por partículas gruesas, los minerales predominantes son: silicatos, principalmente feldespato (de potasio, sodio o calcio), micas, olivino, serpentina, etc.; óxidos, cuyos principales exponentes son el cuarzo (SiO_2), la limonita, la magnetita y el corindón; carbonatos, entre los que destacan la calcita y la dolomita y sulfatos, cuyos principales representantes son la anhidrita y el yeso.

En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente condicionado por su compacidad y por la orientación de sus partículas, por lo que la constitución mineralógica es, hasta cierto punto, secundaria. Ello no debe interpretarse como un motivo para que el ingeniero se desentienda de este tópico, cuyo estudio puede ser muy informativo en más de un aspecto práctico.

I-6. Minerales constitutivos de las arcillas

Partiendo de los numerosos minerales (principalmente silicatos) que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas, los agentes de descomposición química llegan a un producto final: la arcilla.

La investigación de las propiedades mineralógicas de estos sedimentos, comenzó en épocas recientes (1930) y presenta gran importancia en cuestiones de Ingeniería, pues, a diferencia de lo señalado para los suelos gruesos, el comportamiento mecánico de las arcillas se ve decisivamente influido por su estructura en general y constitución mineralógica en particular.

Las arcillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, presentando además, en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. Estos minerales tienen, casi siempre, una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas. Existen dos variedades de tales láminas: la silícica y la alumínica.

La primera está formada por un átomo de silicio, rodeado de cuatro de oxígeno, disponiéndose el conjunto en forma de tetraedro, tal como se muestra en la Fig. I-1.a. Estos tetraedros se agrupan en unidades hexagonales, sirviendo un átomo de oxígeno de nexo entre cada dos tetraedros.

Un esquema de una unidad hexagonal aparece en la Fig. I-1.b. Las unidades hexagonales repitiéndose indefinidamente, constituyen una retícula laminar.

Las láminas alumínicas están formadas por retículas de octaedros, dispuestos con un átomo de aluminio al centro y seis de oxígeno alrede-

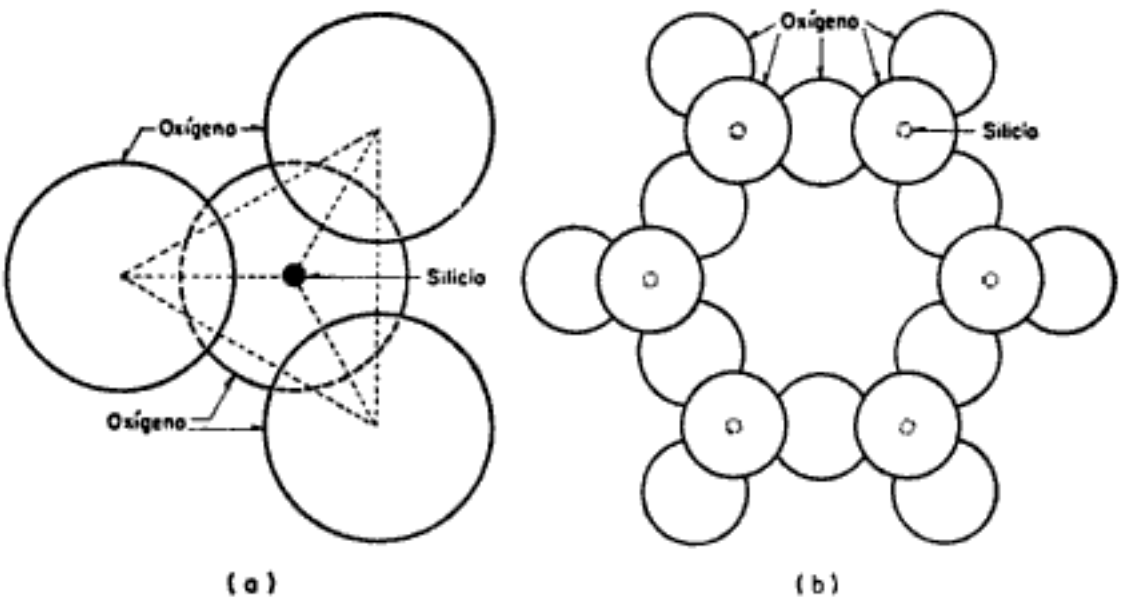


Figura I-1. Esquema de la estructura de la lámina silícica.

dor, tal como aparece esquemáticamente dibujado en la Fig. I-2. También ahora es el oxígeno el nexo entre cada dos octaedros vecinos, para constituir la retícula.

De acuerdo con su estructura reticular, los minerales de arcilla se encasillan en tres grandes grupos: caolinitas, montmorilonitas e ilitas. Las caolinitas ($Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$) están formadas por una lámina silícica y otra alumínica, que se superponen indefinidamente. La unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas (adsorción). En consecuencia, las arcillas caoliníticas serán relativamente estables en presencia del agua.

Las montmorilonitas [$(OH)_4Si_8Al_4O_{20} \cdot nH_2O$] están formadas por una lámina alumínica entre dos silícicas, superponiéndose indefinidamente. En este caso la unión entre las retículas del mineral es débil, por lo que las moléculas de agua pueden introducirse en la estructura con relativa facilidad, a causa de las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza dipolar. Lo anterior produce un incremento en el volumen de los cristales, lo que se traduce, macrofísicamente, en una expansión. Las arcillas montmoriloníticas, especialmente en presencia de agua, presentarán fuerte tendencia a la inestabilidad. Las bentonitas son arcillas del grupo montmorilonítico, originadas por la descomposición química de las cenizas volcánicas y presentan la expansividad típica del grupo en forma particularmente aguda, lo que las hace sumamente críticas en su comportamiento

Copyrighted material

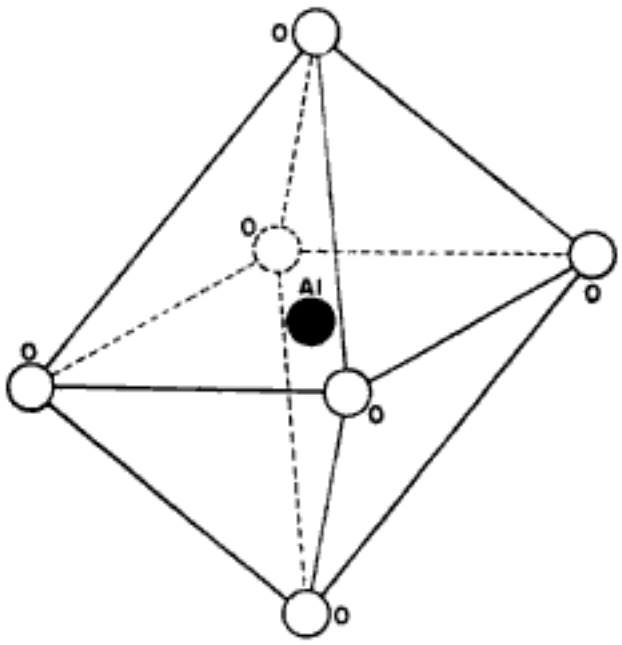


Figura I-2. Esquema de la estructura de la lámina alumínica.

mecánico. Estas arcillas aparecen, desdichadamente, con frecuencia en los trabajos de campo; por otra parte, en ocasiones, ayudan al ingeniero en la resolución de ciertos problemas prácticos.

Las ilitas $[(OH)_4 \cdot K_y(Si_{8-y} \cdot Al_y)(Al_4 \cdot Fe_4 \cdot Mg_4 \cdot Mg_6)O_{20}$, con y, por lo general, igual a 1.5] están estructuradas análogamente que las montmorilonitas, pero su constitución interna manifiesta tendencia a formar grumos de materia, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen; por ello, su expansividad es menor que la de las montmorilonitas y, en general, las arcillas ilíticas, se comportan mecánicamente en forma más favorable para el ingeniero.

Referencias

1. Krynine, D. P. y Judd, W. R.—*Principles of Engineering Geology and Geotechnics*—McGraw-Hill Book Co.—1957. Capítulo III.
2. Deere, D. U. y Patton, F. D.—Estabilidad de taludes en suelos residuales.—Escrito sobre el estado del arte. (Trad.: A. E. Nieto Pescetto.)—IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones—San Juan, Puerto Rico, 1971.
3. Rico, A. y Del Castillo, H.—*La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres.*—Capítulo VI.—Tomo I.—Ed. Limusa-Wiley.—México, D. F., 1973.

Bibliografía

Principles of Geology—S. Gilluly, A. C. Waters y A. D. Woodford—W. H. Freeman Co.—1959.

Applied Sedimentation—Editado por Parker D. Trask—John Wiley and Sons. Inc. —1950.

Copyrighted material

Principles of Engineering Geology and Geotechnics—D. P. Krynine y W. R. Judd —McGraw-Hill Book Co.—1957.

Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures—G. P. Tschebotarioff—McGraw-Hill Book Co.—1957.

Mecánica del Suelo—A. Jiménez Salas—Ed. Dossat, S. A.—1954.

Traité de Mecanique des Sols—A. Caquot y J. Kerise—Gauthier—Villars Editor 1956.

Copyrighted material

II

Físico-Química de las arcillas

II-1. Generalidades

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan fuertemente sobre cualesquiera otras fuerzas; por ello, todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar. El comportamiento mecánico e hidráulico de tales suelos está definido por características circunstanciales, tales como la compacidad del depósito y la orientación de sus partículas individuales.

En los suelos de grano muy fino, sin embargo, fuerzas de otros tipos ejercen acción importantísima; ello es debido a que en estos granos, la relación de área a volumen alcanza valores de consideración y fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales cobran significación. En general, se estima que esta actividad en la superficie de la partícula individual es fundamental para tamaños menores que dos micras (0.002 mm).

Una de las teorías más comunes hasta ahora desarrolladas para explicar la estructura interna de las arcillas es la que se presenta a continuación.

La superficie de cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa, según se desprende de la estructura iónica arriba descrita (Sección I-6). La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así la partícula atrae a los iones positivos del agua (H^+) y a cationes de diferentes elementos químicos, tales como Na^+, K^+, Ca^{++}, Mg^{++}, Al^{+++}, Fe^{+++}, etc. Lo anterior conduce, en primer lugar, al hecho de que cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de moléculas de agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura (agua adsorbida).

Las moléculas de agua son polarizadas, es decir, en ellas no coinciden los centros de gravedad de sus cargas negativas y positivas, sino que

Copyrighted material

funcionan como pequeños dipolos permanentes; al ligarse a la partícula por su carga (+), el polo de carga (−) queda en posibilidad de actuar como origen de atracción para otros cationes positivos. Los propios cationes atraen moléculas de agua gracias a la naturaleza polarizada de éstas, de modo que cada catión está en posibilidad de poseer un volumen de agua en torno a él. El agua adsorbida por cada catión aumenta con la carga eléctrica de éste y con su radio iónico.[1] Por lo anterior, cuando las partículas del suelo atraen a los cationes, se ve reforzada la película de agua ligada a la partícula. El espesor de la película de agua adsorbida por el cristal de suelo es así función, no sólo de la naturaleza del mismo, sino también del tipo de los cationes atraídos.

La magnitud de las presiones de adsorción existentes en la película de agua que rodea a un cristal de arcilla, fue reportada por Winterkorn y Baver,[2] quienes dan un valor de 20,000 kg/cm². Bridgman[3] estudió la variación del punto de congelación del agua, cuando ésta está sujeta a grandes presiones, encontrando que dicho punto corresponde a temperaturas cada vez mayores respecto al valor normal de 0°C, a medida que la presión se incrementa a partir de 6,000 kg/cm²; en particular, señaló que a 10,000 kg/cm² la congelación del agua ocurre a +30°C.

De lo anterior puede deducirse que a las temperaturas a que se encuentra normalmente en la masa de suelo, la película de agua adsorbida por los cristales de arcilla, tendrá las propiedades similares a la del hielo sólido (capa sólida). Más alejadas del cristal, otras moléculas de agua se encuentran sometidas a presiones gradualmente menores; esta agua tiene propiedades intermedias entre el hielo y el agua en estado líquido normal, pudiendo decirse que su comportamiento es el de un fluido de alta viscosidad (capa viscosa). Las moléculas de agua no sujetas al cristal por fuerzas de superficie mantienen sus características usuales (agua libre o gravitacional).

Terzaghi y Peck[4] estiman que la capa sólida y viscosa puede tener un espesor de 0.005 micras, si bien indican que el agua no presenta sus propiedades normales por completo hasta un alejamiento de 0.1 micras aproximadamente, a partir de la superficie del cristal.

En el Anexo II-a pueden consultarse algunas ideas más detalladas sobre la constitución interna de las arcillas y sobre los nexos eléctricos entre sus componentes.

II-2. Intercambio catiónico

Los cristales de arcilla pueden cambiar los cationes adsorbidos en su película superficial; por ejemplo, una arcilla hidrógena (con cationes H^+) puede transformarse en sódica, si se hace que circule a través de su masa, agua con sales de sodio en disolución. En realidad lo que ocurre es un intercambio de cationes entre el agua y las películas adsorbidas por las partículas minerales, algunas veces en reacción rápida. Los cationes intercambiables más usuales son: Na^+, K^+, Ca^{++}, Mg^{++}, H^+ y $(NH_4)^+$.

Copyrighted material

Las caolinitas son menos susceptibles de intercambiar sus cationes que las montmorilonitas y las ilitas poseen la propiedad en grado intermedio.

La capacidad de intercambio crece con el grado de acidez de los cristales, es decir es mayor si el pH del suelo es menor; la actividad catiónica se hace notable, en general, para valores del pH menores que 7. La capacidad de intercambio también crece con la velocidad y concentración de la solución que circule por la masa de suelo.

Las propiedades mecánicas de una arcilla pueden cambiar al variar los cationes contenidos en sus complejos de adsorción, pues a diferentes cationes ligados corresponden distintos espesores de la película adsorbida, lo que se refleja sobre todo en las propiedades de plasticidad y resistencia del suelo. Por esta razón el intercambio catiónico forzado se ha usado y se usa para tratar suelos con fines de mejorar su comportamiento mecánico.

En general, los cationes pueden disponerse según su efecto benéfico decreciente en la resistencia de las arcillas de acuerdo con la lista: $(NH_4)^+$, H^+, K^+, Fe^{+++}, Al^{+++}, Mg^{++}, Ba^{++}, Ca^{++}, Na^+, Li^+.

II-3. Identificación de minerales de arcilla

Existen hoy varios procedimientos al alcance del investigador a fin de identificar los minerales constituyentes de una arcilla; los métodos de investigación por Rayos X y el conocido como "Balance Térmico de las Arcillas" son los más conocidos; el microscopio electrónico proporciona datos útiles también, sobre todo en lo referente a forma y tamaño de las partículas minerales. Los Rayos X se difractan a su paso a través de una muestra de arcilla y cada trayectoria de difracción es una imagen de distintos planos atómicos; el conjunto de trayectorias *retrata* la estructura interna de la arcilla. Así se revela un promedio de 2×10^7 láminas reticulares por centímetro de material.

El efecto de las altas temperaturas sobre una arcilla es extraer el agua de sus retículas laminares, transformando un mineral de arcilla en otro compuesto químico. La caolinita por ejemplo, permite la remoción de su agua estructural a partir de 500°C y el mineral puede transformarse en óxido de aluminio amorfo y sílice. Los demás minerales de arcilla presentan también efectos típicos al ser altamente calentados; estos efectos permiten su identificación.

El análisis químico también se ha usado ampliamente como medio para cubrir las mismas finalidades mencionadas.

Los métodos actuales de identificación están lejos de ser satisfactorios.

El microscopio electrónico permite distinguir ciertos minerales de forma muy típica, tales como la haloisita (del grupo de las caolinitas y de forma tubular muy notable), pero sus resultados plantean problemas de interpretación en las formas de escama, de las que participan gran número de minerales de arcilla (montmorilonitas e ilitas).

La difracción por Rayos X puede ser más informativa en general, pero a causa del pequeño tamaño de los cristales y su orientación desor-

Copyrighted material

denada, las trayectorias de difracción se definen y distinguen muy difícilmente. Modernamente se han usado otros procedimientos de difracción electrónica, que parecen ofrecer mayores posibilidades.

La investigación por altas temperaturas (balance térmico), es dudosa, sobre todo en arcillas formadas por mezclas mineralógicas; sus resultados se hacen entonces de muy penosa e insegura interpretación, dado que las propiedades del conjunto difieren grandemente de las partes.

El análisis químico es útil, pero da la composición integral de la arcilla y no informa sobre cómo se distribuyen sus componentes, en el caso de que se trate de arcillas producto de la mezcla de varias clases de minerales. Aun en arcillas puras, formadas por un solo mineral, la composición de éste puede tener variaciones importantes, por lo que los métodos químicos pueden ser de conclusiones inseguras.

ANEXO II-a

Relaciones entre las fases sólida y líquida en una arcilla

Durante mucho tiempo se creyó que los minerales de las arcillas eran de naturaleza amorfa, pero todas las investigaciones de detalle realizadas hasta ahora han demostrado, por el contrario, que son cristalinos y altamente estructurados, tal como fue descrito someramente en la sección I-6. Como se ha indicado en diversos puntos del cuerpo principal de este libro, las relaciones entre los cristales que componen las arcillas y el agua que los rodea han adquirido últimamente una importancia cada vez más significativa, de la que se hace un uso reciente para explicar los comportamientos macrofísicos de las arcillas en las obras ingenieriles. Hoy ya nadie discute una idea que una vez expuesta se antoja llena de sensatez: el comportamiento macrofísico, a gran escala, de las arcillas, de interés ingenieril, no es más que un reflejo de la estimulación de toda una serie de fenómenos microfísicos, que ocurren en lo más íntimo de los suelos finos. Así, el estudio de estas relaciones a *pequeña escala,* por así decirlo, cobra cada vez mayor interés.

Antes de exponer algunas ideas sobre las relaciones agua-cristal, parece conveniente mencionar algo sobre el tipo de nexos que existen entre los átomos que constituyen a los últimos, pues ello ayudará a la comprensión de fenómenos de importancia cuya descripción ocupa páginas posteriores de este anexo.

Es costumbre en la literatura distinguir entre las ligas o nexos que unen a los átomos y las que unen a las moléculas. Los primeros se denominan primarios y suelen ser de alta energía; los segundos, llamados secundarios, en general, hace uso de niveles de energía mucho más bajos.

II-a.1. Nexos primarios

Los nexos primarios que ocurren entre los átomos de un cristal de arcilla son principalmente los siguientes:

Copyrighted material

a) *Nexos iónicos*

Se establecen entre dos átomos que tengan incompleto el número de los electrones en sus bandas más exteriores. Así, un átomo pierde los electrones de su banda extrema, que pasan a ocupar los lugares de los electrones faltantes en la banda extrema del otro. El ejemplo clásico que ilustra este mecanismo es el cloruro de sodio; el sodio, con un solo electrón en su última órbita, lo cede al cloro, que tiene únicamente siete electrones en su órbita extrema, completando el número ocho, lo que transforma al cloruro de sodio en una molécula estable.

Los átomos que pierden o ganan uno o más electrones por este tipo de mecanismo se denominan iones y poseen carga eléctrica desbalanceada, positiva o negativa según que hayan perdido (catión) o ganado (anión) electrones. El nexo iónico es precisamente debido a las fuerzas eléctricas originadas entre esas cargas desbalanceadas.

b) *Nexos covalentes*

Ocurren entre dos átomos a cada uno de los cuales les falta uno o más electrones en sus bandas extremas; en estos casos dichos átomos pueden combinarse para compartir un par o más de electrones de manera que un átomo suple con algunos de sus electrones la deficiencia del vecino, en tanto que éste completa al primero compartiendo con él algunos de sus propios electrones. Como ejemplos de este nexo pueden citarse la molécula del oxígeno (O_2) y la del agua (H_2O). En el primer caso, dos átomos de oxígeno, deficientes en dos electrones cada uno, comparten dos pares de electrones para formar la molécula estable; en el caso del agua, un átomo de oxígeno al que faltan dos electrones, se junta con dos átomos de hidrógeno, a los que falta un electrón en su órbita, en tal forma que el átomo de oxígeno comparte finalmente un par de electrones, con cada átomo de hidrógeno.

c) *El nexo a través de un núcleo de hidrógeno*

En ocasiones un átomo de hidrógeno se puede combinar con un átomo de oxígeno, de flúor o de nitrógeno principalmente, cediendo su único electrón al átomo más pesado. De esta manera, el núcleo del átomo de hidrógeno, con su carga positiva, puede ejercer fuerzas de cierta consideración sobre átomos, iones o moléculas vecinos. Esta liga así establecida a través del núcleo de hidrógeno resulta mucho más débil que la iónica o que la covalente, estudiada más atrás y cuando se establece entre dos láminas de las que constituyen un cristal de arcilla, producen nexos de unión relativamente débiles y no muy estables.

Copyrighted material

II-a.2. Nexos secundarios

Como se ha indicado, se conocen por este nombre aquellos nexos que se establecen entre las moléculas y a ellos corresponden niveles de energía relativamente bajos en comparación con los que ocurren entre los átomos.

De los nexos que ahora se trata el más importante es el que resulta de la existencia de las llamadas fuerzas de Van der Waals. Estas fuerzas son hasta cierto punto una consecuencia de la naturaleza polar de las moléculas de muchas sustancias, entre ellas las del agua; en estas moléculas, los centros de carga positiva y negativa no coinciden, de manera que la molécula en conjunto funciona como un pequeño dipolo permanente. Cuando dos moléculas están próximas, el campo de cada una orienta a la otra de manera que el centro de carga positiva de una queda próximo al contrario de la otra, ejerciéndose entre ambas moléculas una fuerza neta de atracción.

Fuerzas de Van der Waals pueden ejercerse entre las moléculas que forman dos láminas de un cristal de arcilla, dando lugar a un nexo especial entre ellas que depende del medio que pueda existir entre las láminas.

Finalmente entre los cristales de suelo y el agua o entre cualquiera de estos dos iones libres que pueda haber en disolución en el agua del suelo, se distingue otro tipo de nexo molecular, llamado eléctrico, según el cual, las partes planas del cristal cargadas negativamente pueden captar iones positivos e incorporarlos así a su atmósfera de adsorción, o moléculas de agua polarizadas, que constituyen el elemento básico de dicha atmósfera de adsorción; también pueden establecerse atracciones entre moléculas de agua adsorbidas por el cristal e iones positivos en disolución. Se ve entonces que, según estas concepciones, la atmósfera de adsorción de un cristal mineral de suelo depende de la naturaleza y abundancia de iones en disolución en la propia agua que impregna el suelo.

Los nexos secundarios aquí reseñados pueden, en conclusión, establecerse entre cualesquiera tipos de moléculas, sean pertenecientes al propio cristal de suelo, unas al cristal y otras al agua que lo rodea, ambas al agua o bien que ocurran entre esas moléculas y los iones en solución.

II-a.3. Relaciones entre las partículas cristalinas de arcilla y el agua

En esta sección se tratarán someramente algunas ideas modernas que explican las relaciones que existen entre los cristales de arcilla que forman la estructura sólida del suelo y el agua que las rodea. Estas relaciones de carácter químico-eléctrico están hoy muy lejos de ser comprendidas totalmente, y es mucho lo que falta por dilucidar en torno a ellas, al grado de que es posible ver interpretaciones diferentes y aun contradictorias de los pocos hechos experimentales disponibles, en el relativamente escaso número de investigadores en estos campos. El esquema que a continua-

Copyrighted material

ción se presenta peca de simplista y no trata de dar una visión científica completa de las concepciones actuales, sino únicamente de comunicar en forma didáctica algunas inquietudes al lector, en torno a un campo que no por complicado, deja de ser considerado en el momento presente como el trasfondo fundamental sobre el cual es necesario ver todos los fenómenos del comportamiento mecánico de los suelos, si se desea tener conocimiento científico serio de ellos.

Cuando una partícula cristalina de arcilla queda rodeada de agua, los átomos de oxígeno del cristal quedan en las superficie de éstos, como consecuencia de su constitución interna, a la que ya se ha hecho referencia en el cuerpo de este capítulo. Si el cristal se considerase como un ente ideal sería eléctricamente neutro, con todas sus cargas eléctricas positivas y negativas balanceadas. Aunque la realidad es otra y en los vértices y aristas de los cristales se rompe de hecho la continuidad de la estructura, por lo que verdaderamente se tiene, por lo menos en estas zonas, cargas desbalanceadas, es una hipótesis razonable y muy simplificativa en un análisis elemental el considerar que el cristal en conjunto es neutro. Las cargas negativas de los átomos de oxígeno en consecuencia, crean en la superficie del cristal real, un campo eléctrico hacia el exterior, con lo cual las moléculas del agua vecina se ionizan, de manera que los iones de hidrógeno positivos resultan captados por el cristal, así como también lo hacen los cationes que pudiera haber en disolución en el agua.

La atracción eléctrica del cristal disminuye rápidamente con la distancia, de manera que la concentración de cationes en la atmósfera del cristal disminuye también. Puesto que el agua que rodea al cristal es, por lo menos en principio, eléctricamente neutra, la concentración de iones positivos cerca del cristal debe estar balanceada por un número igual de iones negativos moviéndose libremente en el fluido. La distribución de cationes cerca de la superficie del cristal aparece dibujada en la Fig. II-a.1.a.

Se supone una distribución uniforme de la carga eléctrica en la superficie del cristal lo cual no es tampoco del todo correcto. La atmósfera de cationes muy cercanos fuertemente unidos al cristal por vínculos eléctricos, así como el grupo de cationes ya ligeramente más desvinculados por su mayor lejanía a la superficie de la partícula, suelen considerarse como dos estratos diferentes, de manera que al sistema en conjunto se le suele llamar sistema de la doble capa difusa. La teoría de la electrostática permite calcular expresiones matemáticas para cuantificar al potencial eléctrico en la doble capa como una función de la distancia a la partícula.[5]

En la parte b) de la Fig. II-a.1, se muestra esquemáticamente la forma de la doble capa en el caso que al agua se le añadiese un electrólito; el aumento de iones libres reduce la tendencia de tales iones a difundirse en el fluido y tiene el efecto final de reducir el espesor de la atmósfera de adsorción. El espesor de dicha atmósfera se ha estimado en 0.1 a 1 micrones en soluciones muy diluidas y se considera mucho más pequeño en soluciones concentradas. Se admite que el espesor de la doble

Copyrighted material

capa varía inversamente con la raíz cuadrada de la concentración de cationes en la solución y es inversamente proporcional a la valencia de dichos cationes.

Cuando dos cristales de arcilla quedan suficientemente próximos uno del otro, sus respectivas atmósferas de adsorción se interaccionan de manera que entre ellas aparece una fuerza neta de repulsión. Los cálculos demuestran que la energía libre de los sistemas de doble capa aumenta

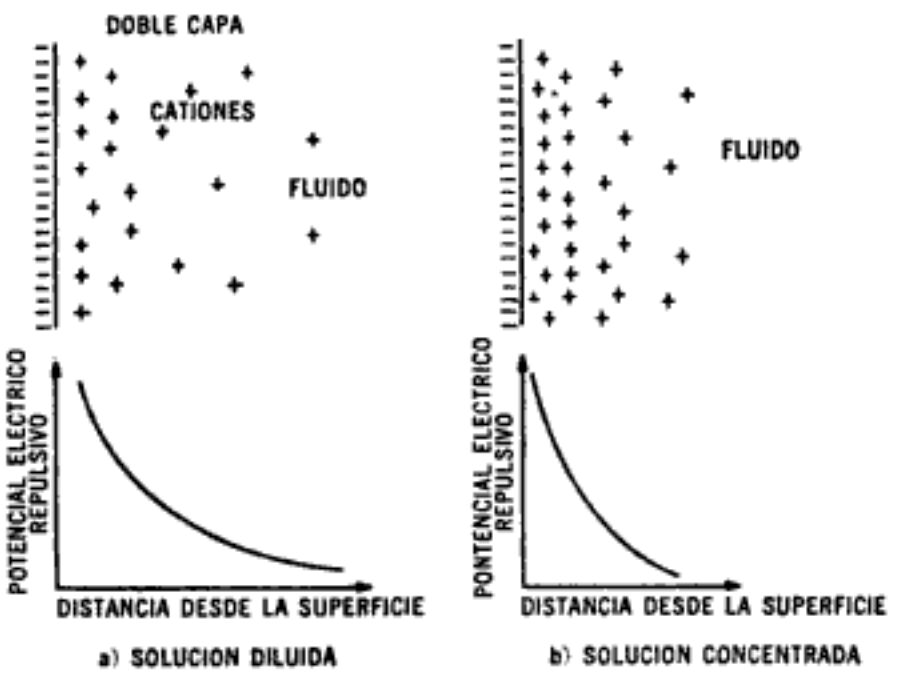


Figura II-a.1. Formación de la doble capa en torno a un cristal de arcilla sumergido en agua.

cuando la superficie se acerca, de forma que es preciso realizar un trabajo exterior para disminuir la separación entre los dos cristales.

Se ha visto también que la fuerza repulsiva entre las partículas disminuye aproximadamente en forma exponencial cuando la distancia entre ellas aumenta, pero de nuevo el fenómeno está influido por la concentración, la valencia y el tamaño de los cationes en la solución, así como por la densidad superficial de carga en la partícula, por la constante dieléctrica del fluido y por la temperatura.

La fuerza repulsiva existente entre los dos cristales próximos no es sin embargo, la única que actúa, pues, según ya se discutió, entre las moléculas de ambos cristales y las moléculas de agua entre ellos se ejercen también fuerzas atractivas, como consecuencia del efecto Van der Waals. La fuerza neta actuante entre dos partículas de arcilla será, por lo tanto, la suma algebraica de las dos fuerzas opuestas mencionadas.

Las fuerzas de Van der Waals son independientes de la naturaleza del medio que exista entre las partículas, por lo que, para un tipo dado de arcilla, la fuerza neta entre partículas vecinas puede hacerse variar

Copyrighted material

añadiendo cantidades convenientes de electrólito en una suspensión. Naturalmente que en este caso, cambia únicamente el potencial repulsivo de las partículas. Cuando en una suspensión de arcilla la fuerza neta es de repulsión las partículas permanecen separadas y si se depositan lo harán en forma de un sedimento relativamente denso, en el que, sin embargo las partículas continúen separadas unas de otras por el efecto repulsivo de sus atmósferas catiónicas. Esto da lugar a una estructura dispersa, del tipo de las que se mencionan en el cuerpo de este libro. El aumentar la concentración de cationes en la suspensión hace disminuir el potencial repulsivo entre las partículas de arcilla, con lo que aumenta la preponderancia relativa de las fuerzas de atracción, de modo que la posibilidad de que dos partículas al acercarse dentro de su movimiento browniano se atraigan en lugar de repelerse, aumenta; de hecho en este caso la fuerza de atracción entre dos partículas aumenta al disminuir su distancia. Si se llega a esta situación, se dice que el suelo se flocula, fenómeno que produce, cuando la sedimentación tiene lugar, un depósito de agrupaciones de partículas muy suelto, ya que cada unidad depositada posee una alta proporción de vacíos.

Se ve así que la arcilla resultante de un proceso de sedimentación (y muchas arcillas tienen tal origen) que el ingeniero encuentre en un lugar determinado, depende en gran medida de las propiedades electrolíticas del agua en la cual ocurrió el depósito; la arcilla será más floculada y por lo tanto más compresible cuanto mayor haya sido la riqueza electrolítica del medio en que se sedimentó. Así, las arcillas marinas, por ejemplo, son altamente floculadas en tanto que los sedimentos de agua dulce tenderán a estructuras más dispersas. El proceso de floculación hace que las agrupaciones de cristales de arcilla, que llegan a ser relativamente pesadas, se depositen al mismo tiempo que otras partículas de mayor tamaño que puedan existir en el medio; en la sedimentación de suelos dispersos, en que los pequeños cristales se depositan individualmente, por el contrario, funcionará un proceso de selección, de manera que si hay partículas gruesas de diversos tamaños, el sedimento tenderá a estratificarse, de acuerdo con la velocidad de caída de los granos individuales.

Referencias

1. Sullivan J. D.—*Physico-chemical control of properties of clays*—Trans. Electrochem. Soc.—1939.
2. Winterkorn, H. F. y Baver, L. D.—*Sorption of liquids by Soil Colloids*—Soil Science.
3. Bridgman, P. W.—Proc. Am. Academy. Vol. 47—1912.
4. Terzaghi K. y Peck R. B.—*Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*—(Trad. O. Moretto)—Ateneo Ed.—1955.
5. Verwey, E. J. W. y Overbeek, J. Th. G.—*Theory of the Stability of Lyophobic Colloids.*—Elsevier Publishing Co.—New York—1948.

Copyrighted material

Bibliografía

Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures—G. P. Tschebotarioff—McGraw-Hill Book Co.—1957.

Principles of Engineering Geology and Geotechnics—D. P. Krynine y W. R. Judd, McGraw-Hill Book Co.—1957.

A Study of Changes in Physical Properties of Putnam Soil Induced by Ionic Substitution—H. F. Winterkorn, L. D. Baver y B. B. Moorman—Proc., H. R. B. Vol. 21—1941.

Copyrighted material

III

Relaciones volumétricas y gravimétricas en los suelos

III-1. Fases del suelo. Símbolos y definiciones

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida adsorbida); la líquida por el agua (libre, específicamente), aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.). La capa viscosa del agua adsorbida que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida, suele incluirse en esta última, pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación (secado).

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el *Volumen de Vacíos,* mientras que la fase sólida constituye el *Volumen de los Sólidos.*

Se dice que un suelo es *totalmente saturado* cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular, de sólo dos fases, la sólida y la líquida. Muchos suelos yacientes bajo el nivel freático son totalmente saturados.

Algunos suelos contienen, además, materiá orgánica en diversas formas y cantidades; en las turbas, estas materias predominan y consisten en residuos vegetales parcialmente descompuestos.

Aunque el contenido de materia orgánica y las capas adsorbidas son muy importantes desde el punto de vista de las propiedades mecánicas del suelo, no es preciso considerarlos en la medición de pesos y volúmenes relativos de las tres fases principales; su influencia se toma en cuenta más fácilmente en etapas posteriores del estudio de ciertas propiedades de los suelos.

Copyrighted material

En los laboratorios de Mecánica de Suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son, empero, las únicas cuyo cálculo es necesario; es preciso obtener relaciones sencillas y prácticas, a fin de poder medir algunas otras magnitudes en términos de éstas. Estas relaciones, de tipo volumétrico y gravimétrico, son de la mayor importancia para la aplicación sencilla y rápida de la teoría y su dominio debe considerarse indispensable.

La Fig. III-1 representa el esquema de una muestra de suelo, en el que aparecen las fases principales, así como los conceptos de uso más común, con los símbolos con que se indicarán en lo que sigue:

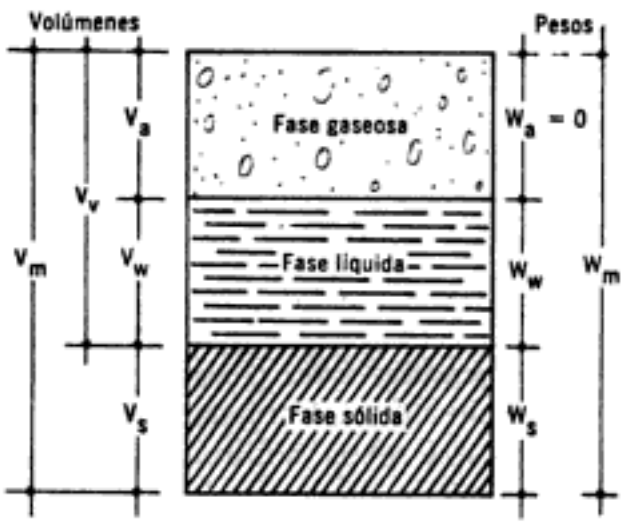


Figura III-1. Esquema de una muestra de suelo, para indicación de los símbolos usados.

El significado de los símbolos es el siguiente:

V_m = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa).
V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos).
V_v = Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos).
V_w = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua).
V_a = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire).
W_m = Peso total de la muestra del suelo (peso de la masa).
W_s = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos).
W_w = Peso de la fase líquida de la muestra (peso del agua).
W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo en Mecánica de Suelos.

Existe problema para definir el peso de sólidos, o sea del suelo seco, obtenido eliminando la fase líquida. El problema proviene del hecho de que la película de agua adsorbida no desaparece por completo al some-

Copyrighted material

ter al suelo a una evaporación en horno, a temperaturas prácticas; la cuestión está convencionalmente resuelta en Mecánica de Suelos al definir como estado seco de un suelo al que se obtiene tras someter el mismo a un proceso de evaporación en un horno, con temperaturas de 105°C a 110°C y durante un período suficiente para llegar a peso constante, lo que se logra generalmente en 18 ó 24 horas.

En el Anexo III-a de este capítulo, se trata la cuestión con más detalle.

III-2. Relaciones de pesos y volúmenes

En Mecánica de Suelos se relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto de peso específico, es decir, de la relación entre el peso de la sustancia y su volumen.

Se distinguen los siguientes pesos específicos:

γ_0 = Peso específico del agua destilada, a 4°C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar. En sistemas derivados del métrico, es igual a 1 ó a una potencia entera de 10.

γ_w = Peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo; su valor difiere poco del de γ_0 y, en muchas cuestiones prácticas, ambos son tomados como iguales. En el Anexo III-b de este capítulo aparece una tabla de la variación de los valores de γ_w, en función de la temperatura, que es el concepto que más influye en dicha variación.

γ_m = Peso específico de la masa del suelo. Por definición se tiene

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \tag{3-1}$$

γ_s = Peso específico de la fase sólida del suelo

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \tag{3-2}$$

El peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, a 4°C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

En sistemas de unidades apropiados, su valor es idéntico al módulo del peso específico, correspondiente, según se desprende de lo anterior. Se distinguen los siguientes pesos específicos relativos.

s_m = Peso específico relativo de la masa del suelo. Por definición:

$$s_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_0} = \frac{W_m}{V_m \gamma_0} \tag{3-3}$$

Copyrighted material

s_s = Peso específico relativo de la fase sólida del suelo *(de sólidos)*, para el cual se tiene:

$$s_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \tag{3-4}$$

III-3. Relaciones fundamentales

Las relaciones que se dan a continuación son importantísimas, para el manejo comprensible de las propiedades mecánicas de los suelos y un completo dominio de su significado y sentido físico; es imprescindible para poder expresar en forma asequible los datos y conclusiones de la Mecánica de Suelos.

a) Se denomina *Relación de Vacíos, Oquedad* o *Indice de poros* a la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos de un suelo:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{3-5}$$

La relación puede variar teóricamente de 0 ($V_v = 0$) a ∞ (valor corespondiente a un espacio *vacío*). En la práctica no suelen hallarse valores menores de 0.25 (arenas muy compactas con finos) ni mayores de 15, en el caso de algunas arcillas altamente compresibles.

b) Se llama *porosidad* de un suelo a la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa. Se expresa como porcentaje:

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100 \tag{3-6}$$

Esta relación puede variar de 0 (en un suelo ideal con sólo fase sólida) a 100 (espacio *vacío*). Los valores reales suelen oscilar entre 20% y 95%.

c) Se denomina *grado de saturación* de un suelo a la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos. Suele expresarse también como un porcentaje:

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \tag{3-7}$$

Varía de 0 (suelo seco) a 100% (suelo totalmente saturado).

d) Se conoce como *contenido de agua* o *humedad* de un suelo, la relación entre el peso de agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse como un porcentaje:

Copyrighted material

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \qquad (3\text{–}8)$$

Varía teóricamente de 0 a ∞. En la naturaleza la humedad de los suelos varía entre límites muy amplios. En arcillas japonesas se han registrado contenidos de agua de 1,200–1,400%, si bien estos valores son excepcionales. En México, existen valores de 1,000% en arcillas procedentes de la región sureste del país. En el valle de México son normales humedades de 500–600%.

e) El *grado de saturación de aire* es una magnitud de escasa importancia práctica, respecto a las anteriores relaciones. Se define:

$$G_A(\%) = \frac{V_A}{V_v} \times 100 \qquad (3\text{–}9)$$

III-4. Correlación entre la relación de vacíos y la porosidad

Considérese una muestra de suelo en representación esquemática, adoptando arbitrariamente el valor unidad para el volumen de sólidos; los demás conceptos aparecen calculados con base en ese dato de partida, aplicando las definiciones correspondientes. Lo anterior equivale a calcu-

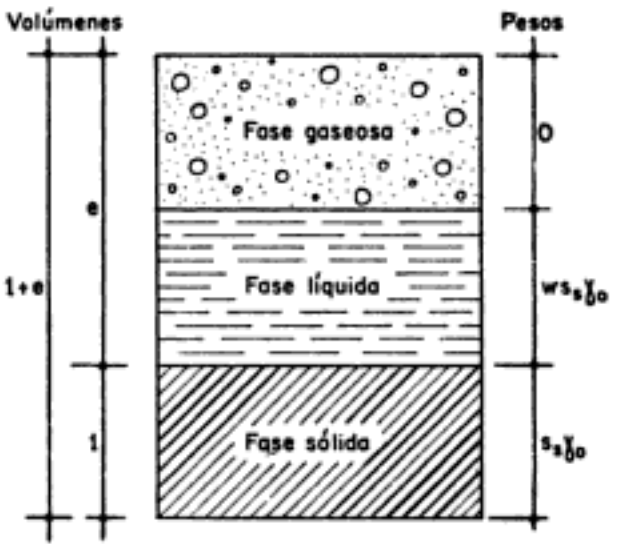


Figura III-2. Esquema de una muestra de suelo.

lar todos los conceptos referidos a una escala de unidades tal que en ella se tenga $V_s = 1$. Por ejemplo, si $V_s = 1$, el W_s puede calcularse con la expresión (3–4) ligeramente modificada:

$$W_s = V_s s_s \gamma_0 \quad \therefore \quad W_s = s_s \gamma_0$$

y, teniendo en cuenta (3–8), en forma decimal, se tiene $W_w = ws_s\gamma_0$, tal como aparece en el esquema.

Copyrighted material

Aplicando la definición de Porosidad:

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{e}{1+e}. \tag{3-10}$$

La expresión (3–10) anterior da una correlación importante entre la Relación de Vacíos y la Porosidad de un suelo.

De (3–10) se deduce de inmediato que:

$$e = \frac{n}{1-n}. \tag{3-11}$$

Podría presentarse la cuestión de cuál sea la razón para usar dos relaciones para describir la magnitud del volumen de vacíos dentro de la muestra de suelo. En efecto, tanto la Relación de Vacíos como la Porosidad, cubren tal finalidad. El término porosidad es más antiguo y se ha usado en diferentes campos de la ingeniería civil; la Mecánica de Suelos lo ha preferido en lo referente a las arenas. Para suelos compresibles (arcillas) es de interés conocer la disminución del volumen de vacíos bajo la influencia de las cargas; en tal caso la porosidad tiene la desventaja de representar una relación entre dos variables, mientras la relación de vacíos expresa la relación de una cantidad variable a una constante (V_s), aun para un suelo en compresión. En vista de lo anterior, Terzaghi consideró oportuno introducir el concepto de relación de vacíos, originalmente para suelos finos; hoy, el concepto se ha hecho de uso general.

III-5. Fórmulas más útiles referentes a suelos saturados

Varias relaciones utilísimas referentes a suelos saturados pueden obtenerse de los esquemas mostrados en la Fig. III-3. El (a) está formado a partir de la adopción del valor unidad para el volumen de sólidos, tal como antes lo hizo; en el (b) se tomó como unitario el volumen de la masa, en forma análoga.

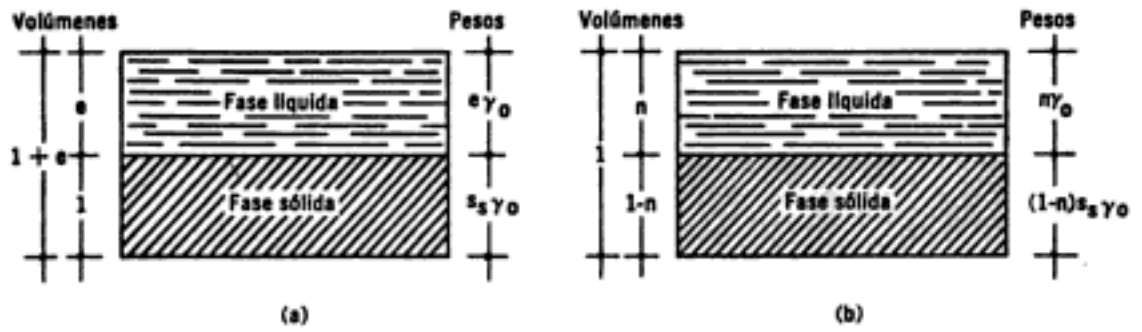


Figura III-3. Esquemas para indicación de correlaciones en suelos saturados.

Copyrighted material

De (a), usando (3–8), se puede obtener

$$w = \frac{e\gamma_0}{s_s\gamma_0} \quad \therefore \quad e = ws_s \tag{3–12}$$

que es una relación fundamental en suelos saturados.

Usando (3–1) y (3–3) en (a) y (b) puede obtenerse

$$s_m = \frac{s_s+e}{1+e} = \frac{s_s(1+w)}{1+s_sw} = n + (1-n)\, s_s \tag{3–13}$$

$$\gamma_m = s_m\gamma_0 = \frac{s_s+e}{1+e}\gamma_0 = \frac{s_s(1+w)}{1+s_sw}\gamma_0 = [n+(1-n)\, s_s]\,\gamma_0 \tag{3–14}$$

Fórmulas muy usadas para el cálculo de los pesos específicos en función de diferentes datos muy comunes en la práctica.

III-6. Fórmulas más útiles referentes a suelos parcialmente saturados

En la Fig. III-4 aparecen dos esquemas de suelos parcialmente saturados; el (a) es análogo al de la Fig. III-2 y el (b) está obtenido haciendo unitario el peso de los sólidos.

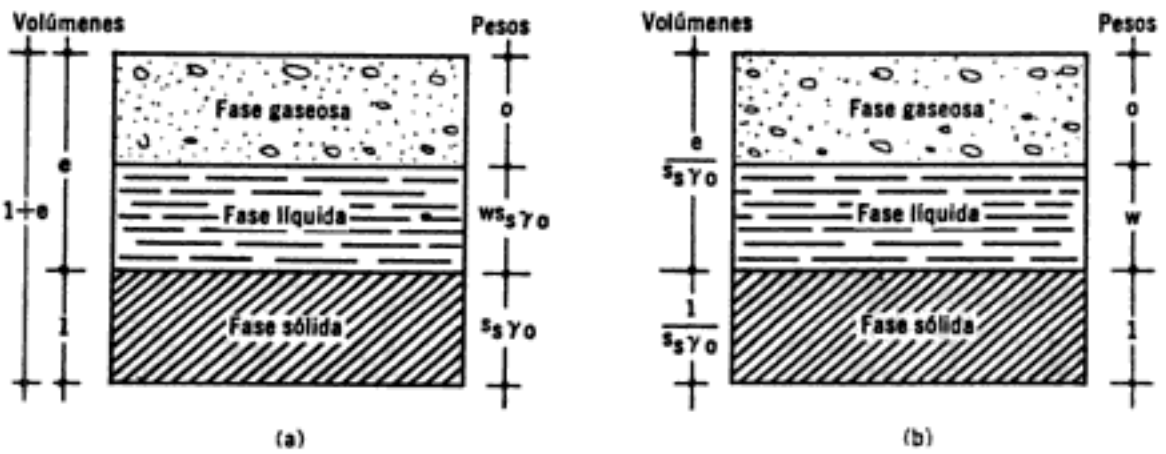


Figura III-4. Esquemas para indicación de correlaciones en suelos parcialmente saturados.

En (b), al considerar unitario a W_s, el peso W_w resulta ser numéricamente igual al contenido del agua por definición de este concepto.

Aplicando a los esquemas (a) y (b) de la Fig. III-4 las definiciones (3–1), (3–3) y (3–7) se tiene:

$$\gamma_m = \frac{1+w}{1+e}\gamma_s \tag{3–15}$$

$$s_m = \frac{1+w}{1+e}s_s \tag{3–16}$$

$$G_w = \frac{ws_s}{e}. \tag{3–17}$$

Copyrighted material

La ecuación (3–17) es la réplica en suelos no saturados de la (3–12), válida únicamente para suelos totalmente saturados.

III-7. Peso específico seco y saturado

El primero es un valor particular de γ_m para el caso en que el grado de saturación del suelo sea nulo:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \tag{3–18}$$

El peso específico saturado es el valor de γ_m cuando $G_w = 100\%$

$$\gamma_{sat.} = \frac{W_s + W_w}{V_m}. \tag{3–19}$$

III-8. Suelos sumergidos

Atención especial debe darse al cálculo de pesos específicos de suelos situados bajo el nivel freático. En tal caso, el empuje hidrostático ejerce influencia en los pesos, tanto específicos como específicos relativos.

El peso específico relativo de la materia sólida sumergida vale

$$s_s' = s_s - 1 \tag{3–20}$$

pues el empuje hidrostático neto es el peso en agua del volumen desalojado por los sólidos.

Análogamente

$$s_m' = s_m - 1 \tag{3–21}$$

Los pesos específicos correspondientes son:

$$\begin{aligned} \gamma_s' &= s_s' \gamma_0 = \gamma_s - \gamma_0 \\ \gamma_m' &= s_m' \gamma_0 = \gamma_m - \gamma_0 \end{aligned} \tag{3–22}$$

En la Fig. III-3 puede obtenerse, teniendo en cuenta las fórmulas anteriores, que:

$$\gamma_m' = \frac{s_s - 1}{1 + e}\gamma_0 = \frac{s_s - 1}{1 + s_s w}\gamma_0 \tag{3–23}$$

y también

$$\gamma_m' = \frac{s_s - 1}{s_s}\gamma_d \tag{3–24}$$

Las fórmulas (3–23) y (3–24) son muy usadas para el cálculo de los pesos específicos sumergidos.

Copyrighted material

Nótese que en lo anterior los suelos sumergidos se consideran como saturados; eso es razonable en la gran mayoría de los casos, dada su posición bajo el nivel freático.

ANEXO III-a

Variación del contenido de agua con la temperatura de secado en suelos

En III-1 se mencionó la convención existente en Mecánica de Suelos, referente al secado de un suelo.

En realidad la temperatura escogida (105-110°C) es relativamente arbitraria, pues como se ve en la gráfica III-a.1, el suelo sigue conservando a esa temperatura una película de agua adherida, la cual puede hacerse disminuir aún más a temperaturas mayores de secado. A 105-

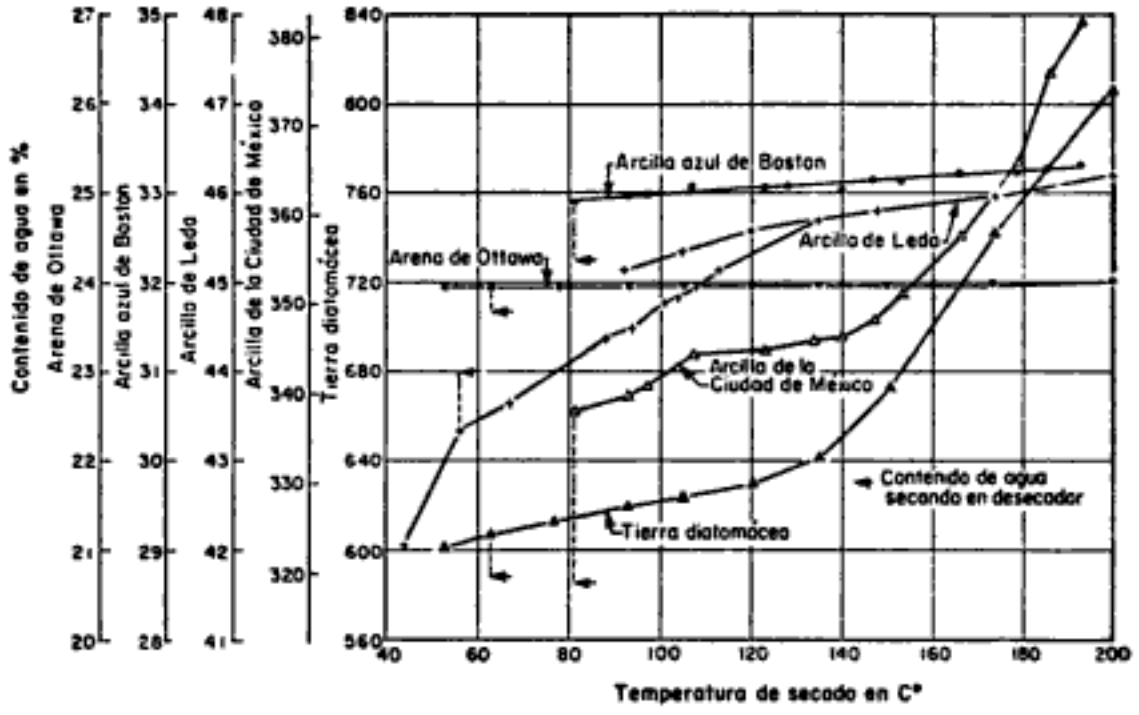


Figura III-a.1. Curvas de secado.

110°C se considera que el agua remanente forma ya parte de la fase sólida, pero la gráfica mencionada indica, para suelos de muy variables características, que el intervalo escogido carece de ninguna significación especial.

Copyrighted material

ANEXO III-b

Variación de γ_w en g/cm³ respecto a la temperatura en °C

TABLA 3-b.1

Peso específico de agua, γ_w, en g/cm³

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0.9999	0.9999	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9998
10	0.9997	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9991	0.9990	0.9988	0.9986	0.9984
20	0.9982	0.9980	0.9978	0.9976	0.9973	0.9971	0.9968	0.9965	0.9963	0.9960
30	0.9957	0.9954	0.9951	0.9947	0.9944	0.9941	0.9937	0.9934	0.9930	0.9926
40	0.9922	0.9919	0.9915	0.9911	0.9907	0.9902	0.9898	0.9894	0.9890	0.9885
50	0.9881	0.9876	0.9872	0.9867	0.9862	0.9857	0.9852	0.9848	0.9842	0.9838
60	0.9832	0.9827	0.9822	0.9817	0.9811	0.9806	0.9800	0.9795	0.9789	0.9784
70	0.9778	0.9772	0.9767	0.9761	0.9755	0.9749	0.9743	0.9737	0.9731	0.9724
80	0.9718	0.9712	0.9706	0.9699	0.9693	0.9686	0.9680	0.9673	0.9667	0.9660
90	0.9653	0.9647	0.9640	0.9633	0.9626	0.9619	0.9612	0.9605	0.9598	0.9591

ANEXO III-c

Determinación en laboratorio del peso específico de la masa de un suelo

Por definición:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}.$$

Para su determinación directa deberán valuarse las dos magnitudes anteriores. El W_m puede conocerse pesando la muestra de suelo; el V_m se valuará, o bien labrando la muestra original a una forma geométrica simple o bien por inmersión de la muestra en mercurio (el peso del mercurio desalojado entre el peso específico de ese elemento, da el volumen desplazado, igual al volumen de la muestra).

Indirectamente γ_m puede calcularse aplicando alguna de las fórmulas proporcionadas en este capítulo.

El equipo necesario para la prueba se deduce de lo arriba expuesto.

ANEXO III-d

Determinación en laboratorio de la relación de vacíos de un suelo

En la expresión (3-5) se vio que:

$$e = \frac{V_v}{V_s}.$$

Copyrighted material

Para su determinación en laboratorio puede procederse como sigue:

Dada la muestra natural se determina su volumen V_m; secada en horno se pesa y se tiene W_s; ahora, aplicando (3–4):

$$V_s = \frac{W_s}{s_s \gamma_0} \quad \text{y} \quad V_v = V_m - V_s$$

resta dividir V_v/V_s para tener e.

Lo anterior puede manejarse simplemente con la expresión

$$e = \frac{V_m s_s \gamma_0}{W_s} - 1.$$

El V_m puede calcularse tal como se menciona en el anexo III-c de este capítulo.

El s_s del suelo se determinará en el capítulo IV.

El equipo de la prueba se desprende fácilmente de lo anterior.

ANEXO III-e

Determinación en laboratorio del grado de saturación de un suelo

Suele calcularse a partir de (3–17)

$$G_w = \frac{w s_s}{e};$$

ya se vio atrás el modo de determinar e y w. En el capítulo IV se verá el modo de calcular s_s.

ANEXO III-f

Determinación en laboratorio del contenido de agua de un suelo

En la expresión (3–8) se vio que:

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Dada la muestra, se pesa para tener W_m. A continuación se seca al horno y se vuelve a pesar, para tener W_s. Ahora $W_w = W_m - W_s$, con lo cual la humedad queda determinada.

Las necesidades de equipo para la prueba se desprenden fácilmente de la anterior descripción.

Copyrighted material

ANEXO III-g

Problemas ilustrativos

1. Dados el contenido de agua de un suelo saturado y su peso específico relativo de sólidos, encuentre el peso específico de la masa y el peso específico sumergido de ese suelo. Utilice un esquema en que figuren sólo las cantidades conocidas.

Solución:

Por definición

$$w = \frac{W_w}{W_s}.$$

Si se hace

$$W_s = 1 \quad \therefore \quad w = W_w$$

además:

$$s_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \quad \therefore \quad V_s = \frac{1}{s_s \gamma_0}$$

y

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_0} \quad \therefore \quad V_w = \frac{w}{\gamma_0}$$

Con las expresiones anteriores se justifica el esquema de la Fig. III-g.1.

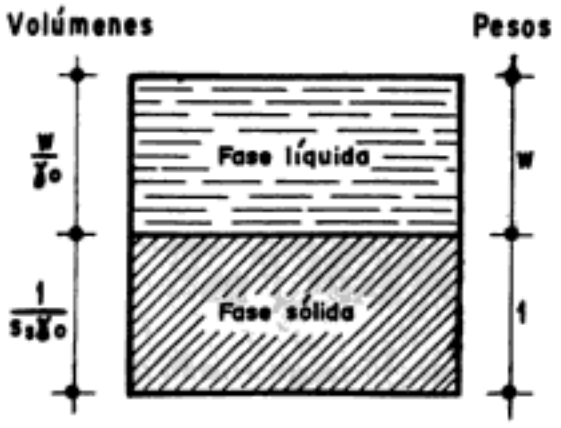


Figura III-g.1.

Por definición

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m};$$

en el esquema:

$$\gamma_m = \frac{1+w}{\frac{w}{\gamma_0} + \frac{1}{s_s \gamma_0}}$$

Copyrighted material

$$\therefore \quad \gamma_m = s_s \gamma_0 \frac{1+w}{1+w\,s_s}$$

$$\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_0 = s_s \gamma_0 \frac{1+w}{1+w\,s_s} - \gamma_0 = \frac{(s_s-1)\gamma_0}{1+s_s}.$$

2. Dados n y w, encontrar s_s para un suelo saturado. Utilice un esquema en que figuren sólo las cantidades conocidas.

Solución:

Por definición

$$n = \frac{V_v}{V_m}; \text{ si } V_m = 1 \quad \therefore \quad n = V_v.$$

por lo tanto

$$V_s = 1 - n.$$

El peso del agua será

$$W_w = V_w \gamma_0 = n\gamma_0$$

y el peso de los sólidos será

$$W_s = \frac{W_w}{w} = \frac{n}{w}\gamma_0.$$

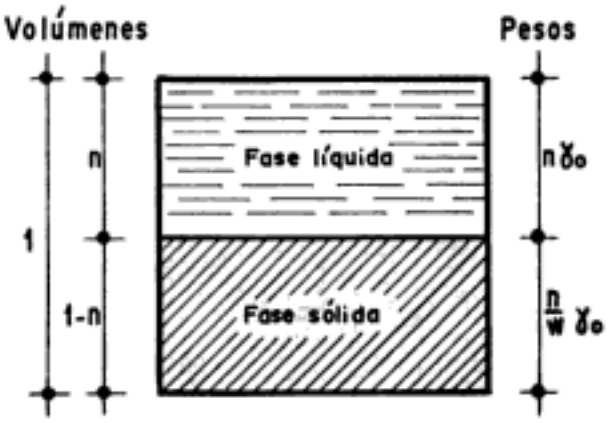


Figura III-g.2.

Aplicando la definición para s_s, se tendrá (Fig. III-g.2):

$$s_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} = \frac{\frac{n}{w}\gamma_0}{(1-n)\gamma_0} = \frac{n}{w(1-n)}.$$

3. En un suelo saturado se conocen el peso específico húmedo, $\gamma_m = 2\,050$ kg/m³ y su contenido de agua, $w = 23\%$. Encontrar el s_s de dicho suelo.

Copyrighted material

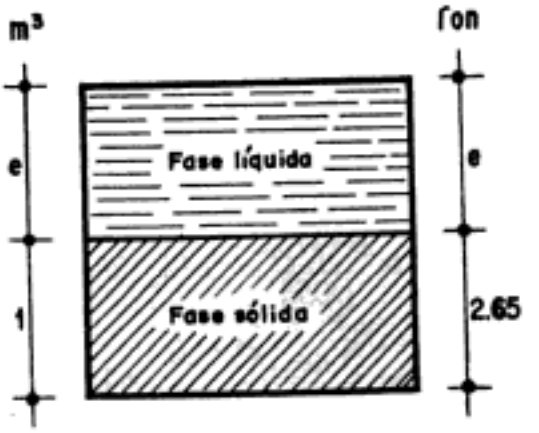


Figura III-g.4.

También:

$$s_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \quad \therefore \quad W_s = V_s s_s \gamma_0 = 2.65 \text{ Tn.}$$

Aplicando la definición de *sm*, se tiene:

$$sm = \frac{W_m}{V_m \gamma_0} = \frac{e+2.65}{1+e} = 1.80 \quad \therefore \quad e = 1.06.$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{e}{2.65} = \frac{1.06}{2.65} = 0.40; \; w = 40\%.$$

5. Una muestra de arcilla saturada pesa 1 526 g. Después de secada al horno su peso pasa a ser 1 053 g. Si el s_s vale 2.70, calcule e, n, w, γ_m y γ_d.

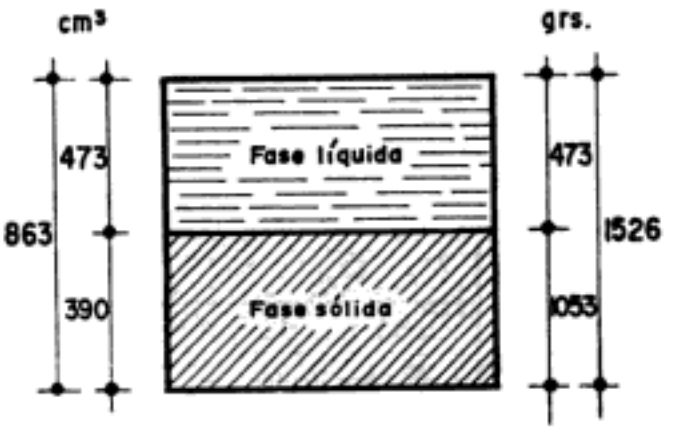


Figura III-g.5.

Solución:

Puede hacerse el esquema de la Fig. III-g.5.
A partir de él, usando las definiciones, se tiene:

Copyrighted material

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{473}{390} = 1.21$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{473}{473+390} = 0.55$$

$$w = \frac{473}{1\,053} = 0.45;\ w = 45\%$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{1\,526}{863} = 1.78\ \text{g/cm}^3$$

$$\gamma_d = \frac{1\,053}{863} = 1.22\ \text{g/cm}^3.$$

6. En un suelo parcialmente saturado se conocen e, s_s y G_w. Suponiendo que el gas no disuelto está uniformemente distribuido en la masa de suelo, abajo del nivel freático, encuentre γ_m y γ'_m, en función de las cantidades conocidas y haciendo uso de un esquema apropiado.

Solución:

La Fig. III-g.6 muestra un esquema conveniente.
Por definición

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Si se hace $V_s = 1$ resulta: $V_v = e$. Por lo tanto:

$$W_s = s_s \gamma_0.$$

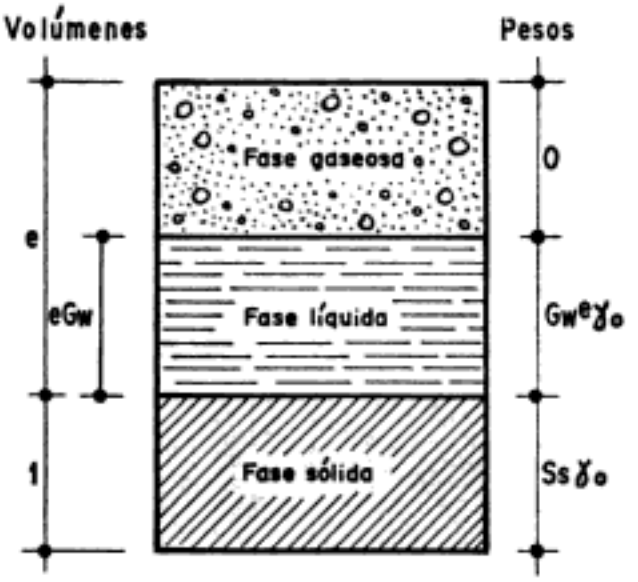


Figura III-g.6.

Copyrighted material

También por definición:

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \therefore \quad V_w = eG_w$$

y, correspondientemente:

$$W_w = e\, G_w\, \gamma_0.$$

Las incógnitas valdrán:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{G_w\, e + S_s}{1+e}\,\gamma_0$$

$$\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_0 = \frac{(S_s - 1) - e(1 - Gw)}{1+e}\,\gamma_0.$$

7. En una muestra de suelo parcialmente saturado se conoce el peso específico, γ'_m, el contenido de agua, w y el valor de s_s. Encuentre el peso específico seco, γ_d, la relación de vacíos e, y el grado de saturación, G_w, en función de las cantidades conocidas, utilizando un esquema adecuado.

Solución:

En la Fig. III-g.7 se muestra el esquema operativo apropiado al caso. Por definición

$$w = \frac{W_w}{W_s}.$$

Si se hace $W_s = 1$, resulta: $W_w = w$.

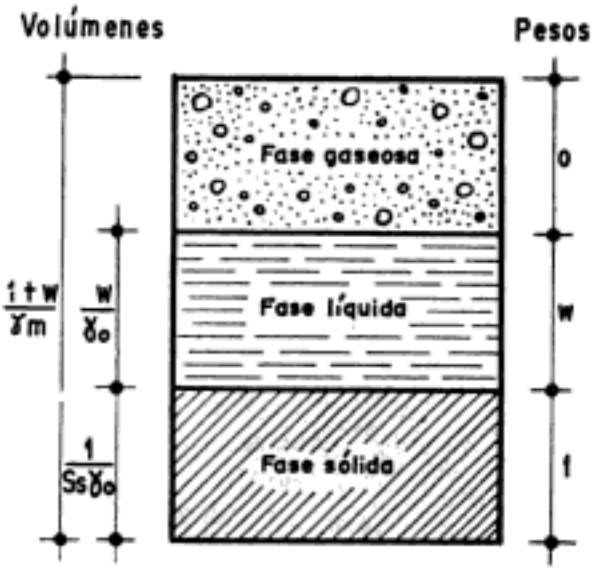


Figura III-g.7.

Copyrighted material

Automáticamente:

$$\frac{W_s}{V_s\gamma_0} = s_s \quad \therefore \quad V_s = \frac{1}{s_s\gamma_0} \quad \text{y}$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_0} \quad \therefore \quad V_w = \frac{w}{\gamma_0}.$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{1+w}{V_m} \quad \therefore \quad V_m = \frac{1+w}{\gamma_m}.$$

Una vez constituído el esquema, las incógnitas pueden calcularse aplicando las correspondientes definiciones:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{1}{\frac{1+w}{\gamma_m}} = \frac{\gamma_m}{1+w}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_m - V_s}{V_s} = \frac{V_m}{V_s} - 1 = \frac{1+w}{\gamma_m} s_s\gamma_0 - 1$$

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{V_m - V_s} = \frac{\frac{w}{\gamma_0}}{\frac{1+w}{\gamma_m} - \frac{1}{s_s\gamma_0}}$$

8. En un suelo parcialmente saturado se conocen:

$$e = 0.60$$
$$s_s = 2.75$$
$$G_w = 70\%.$$

Encuentre w, γ_d (en kg/m³) y γ_m (en kg/m³).

Solución:

Puede construirse el esquema de la Fig. III-g.8.
Por definición

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \therefore \quad V_w = V_v G_w = 0.60 \times 0.70 = 0.42 \text{ m}^3.$$

$$e = \frac{V_v}{V_s};$$

haciendo $V_s = 1$, resulta:

Copyrighted material

$V_v = e = 0.60\,\text{m}^3, \quad V_a = V_v - V_w = 0.60 - 0.42 = 0.18\,\text{m}^3.$

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{0.42}{2.75} = 0.153 \quad \therefore \quad w = 15.3\%.$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{2.75}{1.60} = 1.72\,\frac{Tn}{\text{m}^3} = 1\,720\,\text{kg/m}^3.$$

$$\gamma_m = \frac{2.75+0.42}{1.60} = \frac{3.17}{1.60} = 1.98\,\text{Tn/m}^3 = 1\,980\,\text{kg/m}^3.$$

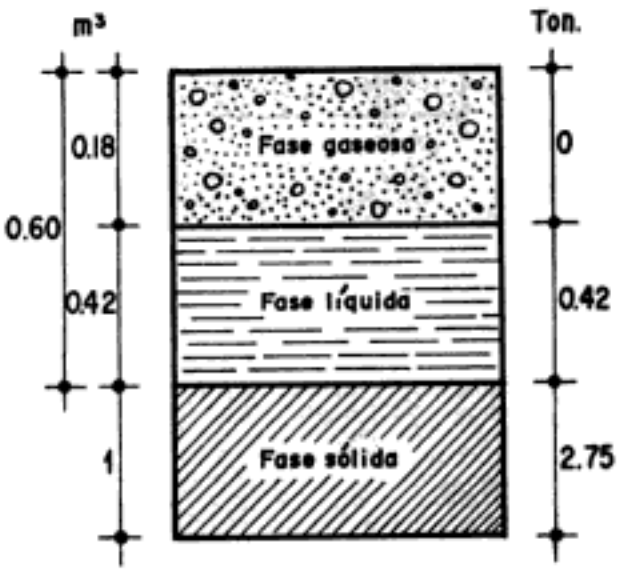


Figura III-g.8.

9. En una muestra de suelo parcialmente saturado se conocen:

$$V_m = 50\ \text{cm}^3.$$
$$W_m = 95\ \text{g}$$
$$W_s = 75\ \text{g}$$
$$s_s = 2.68$$

Encuentre w, e, n, G_w, γ_m (en kg/m³) y γ_d (en kg/m³).

Solución:

$W_w = W_m - W_s = 95 - 75 = 20\ \text{g}.$

$$V_s = \frac{W_s}{s_s\,\gamma_0} = \frac{75}{2.68} = 28\,\text{cm}^3.$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_0} = 20\,\text{cm}^3.$$

$V_a = V_m - V_s - V_w = 50 - 48 = 2\,\text{cm}^3.$

Copyrighted material

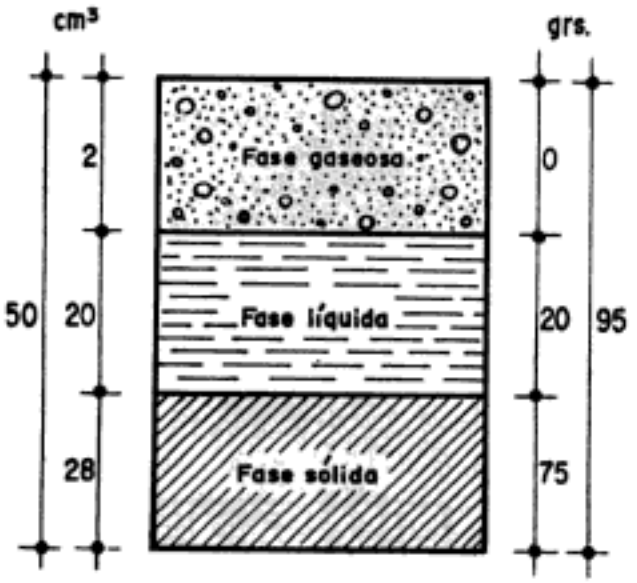


Figura III-g.9.

Entonces:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{20}{75} = 0.267 \quad \therefore \quad w = 26.7\%.$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{22}{28} = 0.79.$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{22}{50} = 0.44 \quad \therefore \quad n = 44\%.$$

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} = \frac{20}{22} = 0.91 \quad \therefore \quad G_w = 91\%.$$

$$\gamma_m = \frac{95}{50} = 1.9 \text{ g/cm}^3 = 1\,900 \text{ kg/m}^3.$$

$$\gamma_d = \frac{75}{50} = 1.5 \text{ g/cm}^3 = 1\,500 \text{ kg/m}^3.$$

10. El volumen de una muestra irregular de suelo parcialmente saturado se ha determinado cubriendo la muestra con cera y pesándola al aire y bajo agua. Se conocen:

Peso total de la muestra al aire	180.6 g
Contenido de agua de la muestra	13.6 %
Peso de la muestra envuelta en cera, en el aire	199.3 g
Peso de la muestra envuelta en cera, sumergida	78.3 g
Peso específico relaeivo de los sólidos del suelo	2.71
Peso específico relativo de la cera	0.92

Copyrighted material

Encuentre el peso específico seco del suelo y su grado de saturación.

Solución:

En este caso convendrá hacer un esquema en que, además de las tres fases usuales, se haga intervenir a la cera.

$W_m = 180.6$ g

$W_t = W_m + W$ cera $= 199.3$ g

$\therefore \quad W$ cera $= 199.3 - 180.6 = 18.7$ g

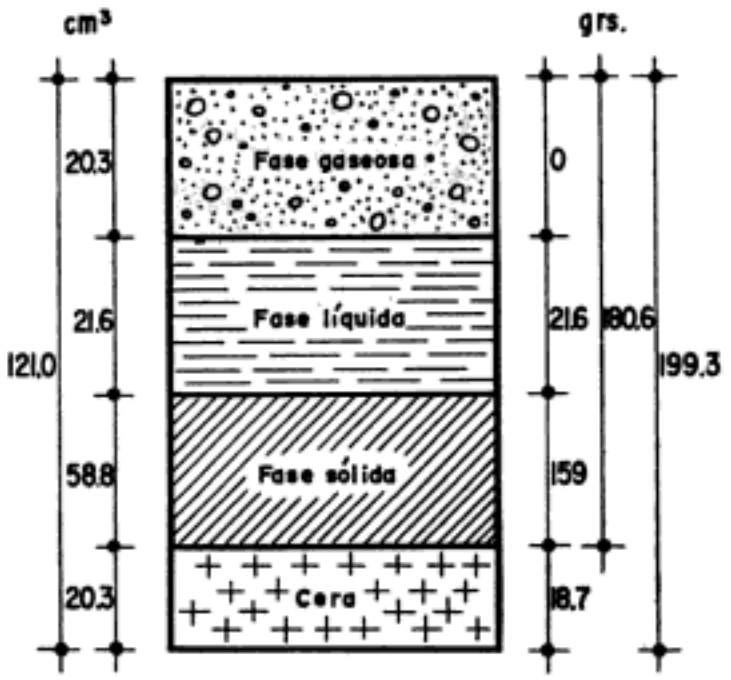


Figura III-g.10.

El volumen total de suelo y cera será:

$$V_t = \frac{199.3 - 78.3}{\gamma_0} = 121.0 \text{ cm}^3.$$

El volumen de la masa de suelo será:

$$V_m = V_t - V_{\text{cera}} = 121 - \frac{18.7}{0.92} = 121 - 20.3 = 100.7 \text{ cm}^3.$$

Pues el volumen de la cera es el cociente de su peso entre su peso específico, que es un dato del problema.

Copyrighted material

Se tiene:

$$w = \frac{W_w}{W_s} = 0.136; \text{ es un dato del problema.}$$

$$W_s + W_w = 180.6\,\text{g} \quad \therefore \quad w = \frac{180.6 - W_s}{W_s} = 0.136.$$

Por lo que:

$$W_s = 159\,\text{g}$$

Dato que puede ponerse en el esquema.

$$W_w = W_m - W_s = 180.6 - 159 = 21.6\,\text{g}$$

Pasa al esquema:

$$V_s = \frac{W_s}{s_s\,\gamma_0} = \frac{159}{2.71} = 58.8\,\text{cm}^3.$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_0} = 21.6\,\text{g}$$

Con lo anterior queda completo el esquema operativo de la Fig. III-g.10.

Ahora:

$$V_a = 121 - (20.3 + 58.8 + 21.6) = 121 - 100.7 = 20.3\,\text{cm}^3$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{159}{100.7} = 1.58\,\text{g/cm}^3 = 1.580\,\text{kg/m}^3.$$

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} = \frac{21.6}{20.3 + 21.6} = \frac{21.6}{41.9} = 0.52 \quad \therefore \quad G_w = 52\%.$$

Problemas para resolución:

1. Una muestra de arena totalmente seca llena un cilindro metálico de 200 cm³ y pesa 260 g (W_s), teniendo $s_s = 2.6$. Calcule e.

Respuesta:

$$e = 1.$$

2. El contenido de agua de un suelo saturado es 40%. El s_s de sus partículas es 2.65. Calcule para tal suelo e y γ_m.

Respuesta:

$$e = 1.06.$$
$$\gamma_m = 1\,800\,\text{kg/m}^3.$$

Copyrighted material

3. En un suelo parcialmente saturado $e = 1.2$; $w = 30\%$; $s_s = 2.66$; calcule el γ_m y el γ_d de dicho suelo.

Respuesta:

$$\gamma_m = 1\,570 \text{ kg/m}^3.$$
$$\gamma_d = 1\,210 \text{ kg/m}^3.$$

4. Una muestra de suelo pesa 122 g y tiene un peso específico relativo $s_m = 1.82$. El peso específico relativo de los sólidos es $s_s = 2.53$. Si después de secada al horno la muestra pesa 104 g ¿cuál será su volumen de sólidos y cuál su volumen de aire?

Respuesta:

$$V_a = 7.9 \text{ cm}^3.$$
$$V_s = 41.1 \text{ cm}^3.$$

5. Una muestra de arcilla saturada pesa 1 526 g y 1 053 g después de secada al horno. Calcule su w. Considerando $\gamma_s = 2.70$ g/cm^3, calcule también e, n y γ_m.

Respuesta:

$$w = 45\%.$$
$$e = 1.22.$$
$$n = 0.55$$
$$\gamma_m = 1.78 \text{ g/cm}^3.$$

6. Una arena cuarzosa típica tiene 45 cm^3 cuando está húmeda y pesa 80 g. Después de secada al horno pesa 70 g. Suponiendo un s_s adecuado, calcule w, G_w, e, γ_s, γ_m y γ_d.

Respuesta:

$$w = 14.3\%.$$
$$G_w = 54\%.$$
$$e = 0.7.$$
$$\gamma_s = 2\,650 \text{ kg/m}^3.$$
$$\gamma_m = 1\,780 \text{ kg/m}^3.$$
$$\gamma_d = 1\,550 \text{ kg/m}^3.$$

7. En un suelo parcialmente saturado: $S_s = 2.60$; $e = 1.0$ y $\gamma_m = 1.6$ tn/m^3. Calcule G_w, n, w y γ_d.

Respuesta.

$$G_w = 60\%.$$
$$n = 50\%.$$
$$w = 23\%.$$
$$\gamma_d = 1.30 \text{ tn/m}^3.$$

Copyrighted material

8. En un suelo parcialmente saturado: $e = 1.0$; $w = 32\%$ y $s_s = 2.70$. Calcule γ_m, G_w, S_m, γ_d, γ'_m y n.

Respuesta:

$\gamma_m = 1.78$ tn/m³.
$G_w = 86.5\%$.
$s_m = 1.78$.
$\gamma_d = 1.35$ tn/m³.
$\gamma'_m = 0.78$ tn/m³.
$n = 50\%$.

9. En un suelo saturado: $Wm = 200$ g; $V s = 60$ cm³ : y $s_s = 2.70$. Calcule: w, e y γ_m.

Respuesta:

$w = 23.4\%$.
$e = 0.63$.
$\gamma_m = 2\,040$ kg/m³.

10. Una muestra de suelo húmedo tiene un volumen de 52.3 cm³ y pesa 74.2 g. Después de secada al horno pesa 63.3 g. Su s_s vale 2.67. Obtenga para ese suelo: G_w, w, n y e.

Respuesta:

$G_w = 38\%$.
$w = 17\%$.
$n = 54.5\%$.
$e = 1.2$.

Referencias

1. Lambe, T. W.—*How dry is a "dry" soil?*—Proc. of the Highway Research Board.—1949.

Bibliografía

La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica—K. Terzaghi y R. B. Peck (Trad. O. Moretto)—El Ateneo Ed.—1955.

Fundamentals of Soil Mechanics—D. W. Taylor—John Wiley and Sons, Inc.—1956.

Soil Testing for Engineers—T. W. Lambe—John Wiley and Sons, Inc.—1958.

Laboratory Testing in Soil Engineering—T. N. W. Akroyd—G. T. Foulis Co.—1957.

NOTA: El presente capítulo ha sido elaborado prestando especial atención a un resumen de las clases impartidas por el profesor Dr. A. Casagrande en la Universidad de Harvard, EUA.

Copyrighted material

IV

Características y estructuración de las partículas minerales

IV-1. Forma

La forma de las partículas minerales de un suelo es de importancia en el comportamiento mecánico de éste, según se desprende de lo dicho en el capítulo II.

En los suelos gruesos la forma característica es la *equidimensional,* en la cual las tres dimensiones de la partícula son de magnitud comparable. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y sólo excepcionalmente corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico. Según la intensidad y lapso con que estos agentes mecánicos hayan actuado, se producen variedades en la forma equidimensional, de las cuales pueden considerarse la redondeada, la subredondeada, la subangulosa y la angulosa, en escala decreciente de los efectos del ataque de los agentes desintegradores. La forma *redonda* es prácticamente la esférica, mientras la *angulosa* es la que presenta aristas y vértices aguzados (por ejemplo, la piedra triturada). Cuando estos vértices y aristas están redondeados por el efecto del rodado y la abrasión mecánica, se tiene la forma subangulosa, la que por un proceso más intenso de la erosión puede devenir a la forma subredondeada final. Las formas angulosas son típicas de arenas residuales, y las arenas volcánicas contienen esas formas en partículas cristalizadas. Las arenas marinas son a menudo también angulosas. Las formas redondeadas son frecuentes en las arenas de río y en algunas formaciones de playa, si bien, en el primer caso, abundan formas subredondeadas y subangulosas, pues las partículas que no se arrastran, no sufren el efecto de la abrasión o el rodamiento; naturalmente que lo anterior es más cierto en partículas de pequeño tamaño, por su mayor facilidad para mantenerse en suspensión. Las arenas eólicas suelen ser de grano fino y redondeado.

Copyrighted material

En los suelos finos, a causa de su génesis especial, la forma de las partículas tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla, en su mayor parte adoptan la forma *laminar*; como excepción algunos minerales poseen forma *acicular*. En estos materiales la influencia de la forma es muy importante, pues a cada una de las dos mencionadas corresponde una diferente relación área a volumen de la partícula y, por lo tanto, una muy distinta actividad superficial, en lo que se refiere a adsorción. La partícula de forma laminar tiene dos dimensiones mucho mayores que la tercera; en la forma acicular, una dimensión de la partícula es mucho mayor que las otras dos. La forma laminar es, con mucho, la más frecuente en los minerales de arcilla. La forma acicular es mucho más rara (haloisita y algunas otras formas mineralógicas no muy comunes).

Durante muchos años se creyó que el tamaño de las partículas era el factor determinante en algunas propiedades mecánicas importantes, concretamente en la compresibilidad. Hoy se estima que la forma de las partículas juega un papel mucho más preponderante en esa propiedad. Se ha realizado un experimento clásico como prueba del anterior aserto, consistente en llenar dos probetas de 1,000 cm^3, una con arena y la otra con escamas de mica, de tamaño análogo; aplicando presión a la arena con un pistón, la compresión es tan pequeña, que difícilmente es apreciable; sin embargo, las mismas presiones aplicadas a la mica pueden producir reducciones volumétricas hasta de 80%.

La reducción de volúmenes de un suelo puede lograrse por aplicación de presión estática, por medio de vibración o por combinación de ambos métodos. Aunque la muestra de arena no fue afectada por la presión estática en forma apreciable, si se le aplica vibración se nota una compresión volumétrica que puede llegar a un 10%. La vibración afecta también a las escamas de mica, aunque menos que la presión estática.

Una pequeña cantidad de escamas de mica añadida a la arena, da a ésta características de compresibilidad bajo carga estática notablemente incrementadas. Terzaghi fue el primero en emitir la opinión de que la proporción de partículas laminares contenidas en el suelo, es la causa fundamental de la variación tan grande observada en el comportamiento de los mismos, en lo referente a compresibilidad. G. Gilboy realizó a sugerencia del propio Terzaghi, los primeros experimentos para comprobar esa idea. Las curvas de compresibilidad obtenidas por Gilboy para mezclas de arena y mica, se revelaron sumamente parecidas a las tradicionalmente obtenidas para diferentes arcillas.

La compresibilidad de las muestras de arena y mica no se ve afectada si las muestras están totalmente saturadas, con un tirante de agua sobre ellas; sin embargo, si las muestras están solamente húmedas y con parte de sus vacíos llenos de aire, la vibración se torna mucho menos efectiva; vibraciones bruscas pueden incluso hacer que el volumen de las arenas aumente ("dilatación por vibración").

Copyrighted material

IV-2. Peso específico relativo

El peso específico relativo de la mayoría de las partículas minerales constituyentes de un suelo (s_s) varía entre límites estrechos (2.60 a 2.90). Como ejemplo, el peso específico relativo del cuarzo es 2.67 y el del feldespato es 2.6. En suelos con abundante hierro, s_s puede llegar a 3. En la turba se han llegado a medir valores de 1.5, debido a la presencia de materia orgánica. Los minerales de arcilla que constituyen la fracción coloidal de un suelo, pueden tener un peso específico promedio comprendido entre 2.80 y 2.90. Sin embargo, en algunas arcillas volcánicas, tal como sucede en el Valle de México, suelen encontrarse valores más bajos (entre 2.2 y 2.6). Así pues, es normal que en un suelo real los minerales de las fracciones muy fina y coloidal tengan su peso específico relativo mayor que los minerales de la fracción más gruesa. Ello no obstante, en la mayoría de los casos prácticos basta determinar el valor promedio del peso específico relativo de la materia sólida.

El peso específico relativo de los sólidos de un suelo se determina en el laboratorio haciendo uso de un matraz con marca de enrase.

El matraz se llena hasta su marca, primero con agua y después con agua y la muestra de suelo. El aire atrapado entre las partículas de suelo se desaloja por ebullición o exponiendo la suspensión al vacío. Si la temperatura del agua es la misma que la de la suspensión puede obtenerse una fórmula para s_s, utilizando los esquemas de la Fig. IV-1.

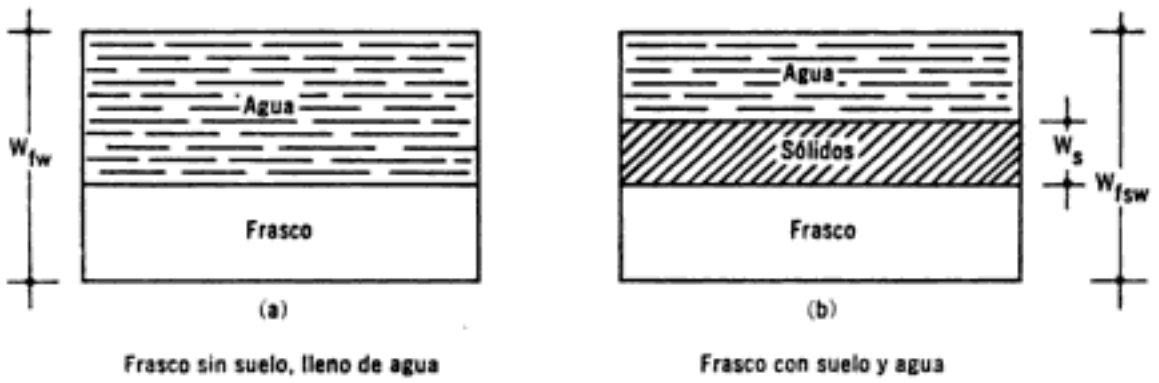


Figura IV-1. Esquema para ilustrar la obtención de s_s.

Sea:

W_{fw} = Peso del matraz lleno de agua.
W_{fsw} = Peso del matraz con suelo y agua.

Entonces, se tiene:

$$W_{fsw} - W_{fw} = W_s - \text{Peso del agua desplazada por los sólidos.}$$

El peso del agua desplazada por los sólidos del suelo vale:

$$W_w = V_s \gamma_0 = \frac{W_s}{s_s}$$

Copyrighted material

según la expresión (3–4). Por lo tanto:

$$W_{fsw} - W_{fw} = W_s - \frac{W_s}{s_s},$$

de donde

$$s_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}} \qquad (4\text{–}1)$$

que es una fórmula en la que todas las magnitudes son mensurables en laboratorio. El peso del frasco lleno de agua hasta el enrase es función de la temperatura de prueba; ello es debido al cambio de volumen del matraz por la dilatación del vidrio y a la variación del peso específico del agua. No resulta práctico ejecutar la prueba a una misma temperatura, por lo que es conveniente medir el peso del matraz lleno de agua (W_{fw}) para varias temperaturas y trazar una gráfica de la variación de esos pesos. De esta curva de calibración puede obtenere W_{fw} en cada caso específico.

El peso seco de los sólidos (W_s) debe determinarse antes de la prueba en materiales gruesos y después de ella, en suelos finos plásticos. La razón es, que en estos últimos suelos, el secado previo forma grumos de los que es difícil desalojar al aire atrapado. En al anexo IV-a de este capítulo se da una descripción detallada del procedimiento de prueba en el laboratorio.

IV-3. Estructuración de los suelos

Se estudiarán ahora las disposiciones que adoptan las partículas minerales para dar lugar al conjunto llamado suelo. Ante todo conviene insistir en una afirmación ya asentada (I-2): un suelo nunca es un mero agregado desprovisto de organización; antes al contrario, sus partículas se disponen siempre en forma organizada, siguiendo algunas leyes fijas y según la acción de fuerzas naturales susceptibles de análisis.

En los suelos formados por partículas relativamente grandes (gravas y arenas) las fuerzas que intervienen para formar la estructura son bastante bien conocidas y sus efectos son relativamente simples de calificar; por ello, prácticamente no hay discusión respecto al mecanismo de estructuración que, por otra parte, es verificable a simple vista. Por el contrario, en los suelos formados por partículas muy pequeñas (limos y arcillas), las fuerzas que intervienen en los procesos de estructuración son de un carácter mucho más complejo y las estructuras resultantes son sólo parcialmente verificables por métodos indirectos, relativamente complicados y aun en plena etapa de desarrollo. Todo ello hace que los mecanismos de estructuración y aun las mismas estructuras resultantes sean, de estos suelos, materia de hipótesis.

Copyrighted material

Tradicionalmente se han considerado las estructuras simple, panaloide y floculenta como las básicas en los suelos reales. En épocas más modernas se ha tratado de superar aquel cuadro tradicional introduciendo modificaciones en las ideas anteriores, a la luz de algunos resultados obtenidos en experimentos realizados con técnicas más modernas. Así, no sólo están variando las ideas de muchos investigadores acerca de los mecanismos de estructuración de los suelos, sino que, inclusive, han aparecido estructuras que, como la dispersa, no estaban incluidas en el cuadro tradicional.

En lo que sigue se presenta, en primer lugar, el conjunto de estructuras y mecanismos de formación tradicionales y, en segundo lugar, algunas de las ideas de mayor aceptación actual.

a) Estructura simple. Es aquella producida cuando las fuerzas debidas al campo gravitacional terrestre son claramente predominantes en la disposición de las partículas; es, por lo tanto, típica de suelos de grano grueso (gravas y arenas limpias) de masa comparativamente importante. Las partículas se disponen apoyándose directamente unas en otras y cada partícula posee varios puntos de apoyo.

Desde un punto de vista ingenieril, el comportamiento mecánico e hidráulico de un suelo de estructura simple, queda definido principalmente por dos características: la *compacidad* del manto y la *orientación* de sus partículas.

El término *compacidad* se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas. En un suelo muy compacto, las partículas sólidas que lo constituyen tienen un alto grado de acomodo y la capacidad de deformación bajo carga del conjunto será pequeña. En suelos poco compactos el grado de acomodo es menor; en ellos el volumen de vacíos y, por ende la capacidad de deformación, serán mayores. Una base de comparación para tener una idea de la compacidad alcanzable por una estructura simple, se tiene estudiando la disposición de un conjunto de esferas iguales. En la fig. IV-2 se muestran en frente, perfil o planta, los estados más suelto

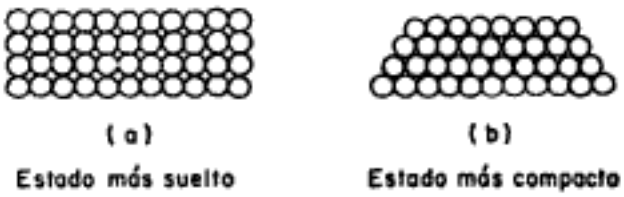


Figura IV-2. Compacidad de un conjunto de esferas iguales.

y más compacto posible de tal conjunto. Los valores de n y e correspondientes a ambos casos pueden calcularse fácilmente y son:

Estado más compacto: $n = 26\ \%$; $e = 0.35$
Estado más suelto: $n = 47.6\%$; $e = 0.91$

Copyrighted material

Las arenas naturales muy uniformes en tamaño poseen valores de n y e que se acercan mucho a los arriba escritos. Pero en las arenas comunes, los valores pueden disminuir apreciablemente y un pequeño porcentaje de partículas laminares aumenta notablemente el volumen de vacíos en el estado más suelto; en arenas bien graduadas, con amplia gama de tamaños, los estados más sueltos y más compactos tienen valores de e y n mucho menores que los que corresponden a la acumulación de esferas iguales.

Para medir la compacidad de un manto de estructura simple, Terzaghi introdujo una relación empírica, determinable en laboratorio, llamada *Compacidad Relativa* (C_r).

$$C_r(\%) = \frac{e_{\text{máx.}} - e_{\text{nat.}}}{e_{\text{máx.}} - e_{\text{mín.}}}. \qquad (4\text{–}2)$$

En la anterior relación:

$e_{\text{máx.}}$ = Relación de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo.
$e_{\text{mín.}}$ = Relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del mismo.
$e_{\text{nat.}}$ = Relación de vacíos de la muestra en estado natural.

Para determinar $e_{\text{máx.}}$ debe echarse el suelo a volteo en un recipiente de volumen conocido; previamente el suelo se habrá secado al horno. La relación de vacíos, determinada como se indicó en la Anexo III-d, se toma como la correspondiente al estado más suelto posible. La $e_{\text{mín.}}$ se determina introduciendo el suelo seco en el mismo recipiente, pero por capas, varillando y vibrando enérgicamente cada capa, hasta observar que no adquiere mayor compacidad; enrasado el recipiente, puede seguirse el procedimiento señalado en el Anexo III-d para calcular la e del material así tratado, la cual, convencionalmente, se acepta como la $e_{\text{mín.}}$. La determinación de la $e_{\text{nat.}}$ puede ser mucho más difícil si el manto en estudio no es fácilmente accesible o imposible en muchos casos prácticos si está profundo y bajo el nivel freático (en tales casos la compacidad relativa medible directamente no puede obtenerse y el ingeniero ha de atenerse a otras fuentes de información, como la Prueba Estándar de Penetración, por ejemplo). Si el manto arenoso es accesible, puede obtenerse una muestra inalterada presionando cuidadosamente contra el suelo un cilindro abierto y con filo, a la vez que se excava el material a los lados del cilindro, hasta que la muestra sobresalga por el borde superior del mismo; el material en exceso puede removerse, enrasando el recipiente cuidadosamente; el método descrito en III-d permite calcular la $e_{\text{nat.}}$

Para el caso de arenas gruesas limpias, los valores de e en las condiciones más compacta y más suelta pueden determinarse en estado seco o en estado completamente saturado, aunque debe estimarse preferible

Copyrighted material

lo primero. En arenas finas puede haber gran diferencia en los resultados, según se hagan las determinaciones en uno u otro estado; además, cuando se hacen las determinaciones en estado seco, los resultados dependen del tiempo transcurrido a partir del momento de la extracción de la muestra del horno o desecador, pues el aire puede trasmitirle humedad. También influyen el tamaño del recipiente donde se compacta la muestra (para la determinación de $e_{\text{mín.}}$) y el método de compactación; se han propuesto varios métodos, pero hasta hoy, ninguno debe considerarse perfecto. Por ejemplo, en un suelo bien graduado, con 10% de partículas de tamaño menor que 0.04 mm de diámetro, se encontró en una prueba que su relación de vacíos variaba entre 0.57 y 0.62 en el estado más suelto y entre 0.28 y 0.30, en el más compacto; estas fluctuaciones se atribuyeron a la humedad higroscópica, pues se han encontrado variaciones de 0.01 en una relación de vacíos al sacar la muestra de un desecador y exponerla al aire durante 10 ó 15 minutos. En otra muestra del mismo suelo se obtuvieron valores de 0.32 y 0.6 para las relaciones correspondientes a los estados más compacto y más suelto, respectivamente. Las variaciones anteriores son suficientes para producir una diferencia en la compacidad relativa del orden de 10%. Por lo tanto, dicha compacidad relativa no puede considerarse como una cantidad fija y, en cada caso, debe describirse detalladamente el método de determinación empleado.

La *orientación* de las partículas de arena sedimentadas en agua, es tanto más pronunciada cuanto más se aparta su forma de la esférica: esta orientación produce, como efecto principal, una muy distinta permeabilidad del suelo, según que el flujo del agua sea normal o paralelo a la dirección de orientación; el efecto aumenta notablemente si el suelo contiene un porcentaje apreciable de partículas laminares. Aun en arenas naturales con formas prácticamente equidimensionales el efecto de la orientación sobre la permeabilidad es apreciable.

b) Estructura panaloide. Esta estructura se considera típica en granos de pequeño tamaño (0.002 mm de diámetro o algo menores) que se depositan en un medio continuo, normalmente agua y, en ocasiones aire. En estas partículas, la gravitación ejerce un efecto que hace que tiendan a sedimentarse, pero dada su pequeña masa, otras fuerzas naturales pueden hacerse de magnitud comparable; concretamente, si la partícula, antes de llegar al fondo del depósito, toca a otra partícula ya depositada, la fuerza de adherencia desarrollada entre ambas, puede neutralizar al peso, haciendo que la partícula quede detenida antes de completar su carrera; otra partícula puede ahora añadírsele y el conjunto de ellas podrá llegar a formar una celda, con cantidad importante de vacíos, a modo de panal (Fig. IV-3). Las fuerzas de adherencia, causantes de estas estructuras son fuerzas superficiales, ya mencionadas anteriormente.

c) Estructura floculenta. Cuando en el proceso de sedimentación, dos partículas de diámetros menores de 0.02 mm llegan a tocarse, se adhieren con fuerza y se sedimentan juntas; así, otras partículas pueden

Copyrighted material

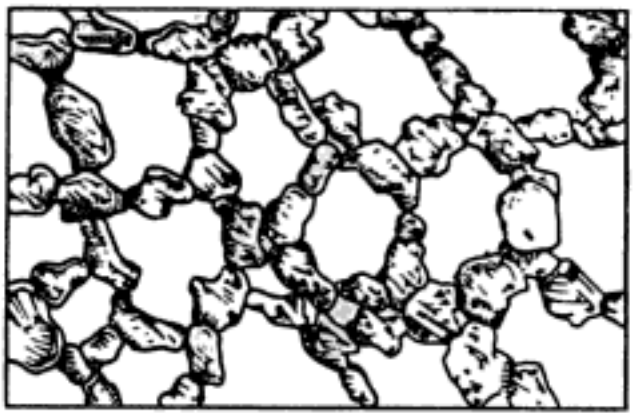


Figura IV-3. Estructura panaloide.

unirse al grupo, formando un grumo, con estructura similar a un panal. Cuando estos grumos llegan al fondo forman a su vez panales, cuyas bóvedas no están ya formadas por partículas individuales, sino por los grumos mencionados. El mecanismo anterior produce un estructura muy blanda y suelta, con gran volumen de vacíos, llamada *floculenta* y, a veces, *panaloide de orden superior.*

Las partículas menores de 0.0002 mm = 0.2 micra se consideran ya coloides; estas partículas pueden permanecer en suspensión indefinidamente, pues en ellas el peso ejerce poca influencia en comparación con las fuerzas eléctricas desarrolladas entre las partículas cargadas negativamente, según ya se dijo y con las fuerzas moleculares ejercidas por la propia agua; cuando dos de estas partículas tienden a acercarse, sus cargas ejercen una repulsión que las aleja de nuevo; las vibraciones moleculares del agua impiden que las partículas se precipiten; el resultado es un movimiento característico en rápido zigzag, conocido como *browniano* (el botánico inglés Brown lo observó por vez primera al estudiar suspensiones de clorofila al microscopio). Por este mecanismo, las partículas coloidales de suelo en suspensión no se sedimentarían jamás. Las cargas eléctricas de las partículas coloidales pueden, sin embargo, neutralizarse bajo la influencia de la adición de iones de carga positiva opuesta; un electrólito, por ejemplo, un ácido tal como el clorhídrico, se disocia en agua en iones positivos y negativos (Cl^- y H^+); por el efecto de los iones H^+ en solución, los coloides neutralizan sus cargas y chocan entre sí, quedando unidos por las fuerzas de adherencia desarrolladas. De esta manera pueden empezar a formarse los flóculos de mayor masa, que ya tienden a depositarse.

En las aguas de mar, las sales contenidas actúan como electrólito, haciendo posible la generación del mecanismo antes descrito; en otras aguas naturales la disociación normal de algunas moléculas (H^+, OH^-) que siempre se produce, la presencia de sales, etc., logra el mismo efecto.

Los flóculos se unen entre sí para formar panales, que se depositan conjuntamente, formando al tocar fondo nuevos panales y dando lugar

Copyrighted material

a una forma extraordinariamente difusa de estructura floculenta, en la que el volumen sólido puede no representar más de un 5–10%. La figura IV-4 muestra un esquema de tal estructura.

Conforme aumenta el peso debido a la sedimentación continua, las capas inferiores expulsan agua y se consolidan más. Durante este proceso, las partículas y grumos se acercan entre sí y es posible que esta

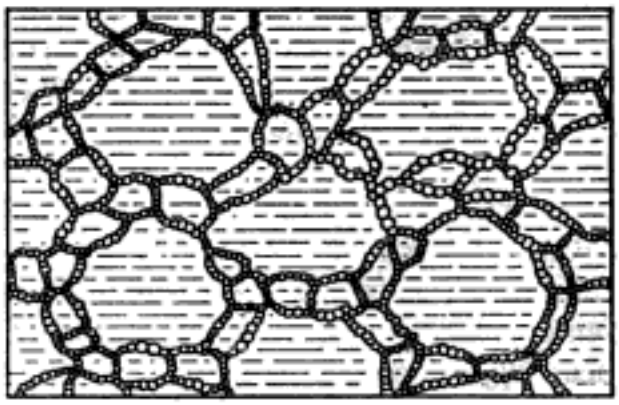


Figura IV-4. Esquema de estructura floculenta.

estructuración tan poco firme en principio, alcance resistencias de importancia.

d) Estructuras compuestas. Se considera que las estructuras anteriores rara vez se presentan puras en la naturaleza, pues la sedimentación comprende partículas de todos los tamaños y tipos, para las que rigen las leyes de la naturaleza de modo diferente. Según las ideas hasta aquí expuestas sobre estructuración, lo común sería encontrar en los suelos reales estrtucturas tales como la que ilustra la Fig. IV-5. En estas formaciones se define un *esqueleto* constituido por los granos gruesos y por masas coloidales de flóculos que proporcionan nexo entre ellos.

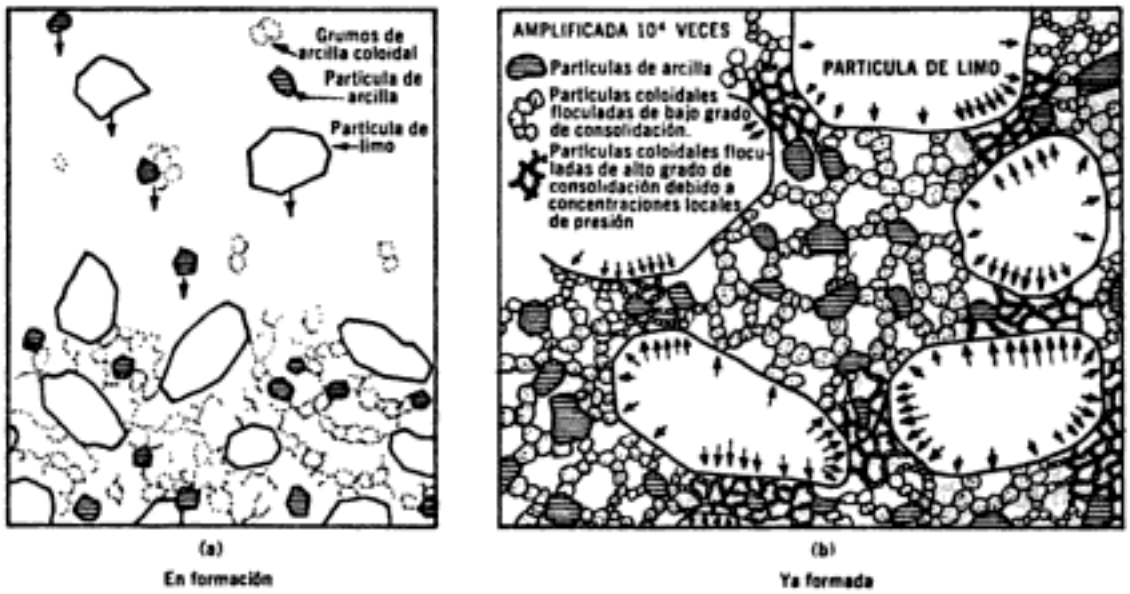


Figura IV-5. Una estructura compuesta (según A. Casagrande).

Copyrighted material

La estructura que aparece en la Fig. IV-5 se ha formado en condiciones que permiten la sedimentación de partículas gruesas y finas simultáneamente; esto ocurre frecuentemente en agua de mar o lagos, con contenido de sales apreciable, donde el efecto floculante de las sales coexiste con el arrastre de vientos, corrientes de agua, etc.

El proceso de acumulación de sedimentos arriba de un cierto nivel, hace que las capas inferiores se consoliden bajo el peso de las suprayacientes; las partículas más gruesas se aproximan ocasionando que la arcilla floculada entre ellas disminuya de volumen; la compresión resultante de la arcilla es mayor en las zonas donde se encuentre más confinada, esto es, en las regiones de aproximación entre los granos más gruesos, siempre y cuando no haya flujo lateral de la masa en esas regiones. Si el incremento de carga es rápido, existirá el flujo lateral y, consecuentemente, la masa coloidal sufrirá un decremento en volumen más uniforme; pero en la naturaleza la carga crece muy lentamente, por lo que el flujo lateral tiende a producirse en mucho menor medida y las propiedades tixotrópicas de la materia coloidal pueden ayudar eficazmente a impedirlo casi por completo (Anexo IV-b). Así se produce en las regiones de aproximación entre los granos gruesos una liga arcillosa coloidal altamente consolidada, que define fundamentalmente la capacidad del esqueleto para soportar cargas. Estas ligas arcillosas están sujetas a presiones mucho mayores que el promedio en la masa de suelo, mientras que la arcilla que llena los vacíos del esqueleto se mantiene blanda y suelta, sujeta a presiones comparativamente mucho menores.

Con las ideas anteriores es fácil entender la diferencia que presentan las arcillas en propiedades mecánicas, entre los estados inalterado y remoldeado; el remoldeo destruye la liga de arcilla altamente consolidada entre las partículas gruesas y permite que la arcilla suave las rodee, actuando como lubricante entre ellas; como resultado, la consistencia en el estado remoldeado será muy blanda. En tanto no sean destruidas las uniones consolidadas, la arcilla se comporta elásticamente y posee resistencia a la acción de las cargas, que depende principalmente de la presión a que fue consolidada en la naturaleza; la deformación en la falla decrece a mayor consolidación previa y a mayor diferencia entre la presión en las zonas arcillosas de acercamiento y la presión promedio en toda la masa; esta diferencia es tanto mayor cuanto más complicada sea la estructura (arcillas marinas, por ejemplo).

Algunos autores han atribuido exclusivamente la diferencia de comportamiento mecánico de las arcillas, entre los estados inalterado y remoldeado, a las propiedades tixotrópicas de esos materiales (Anexo IV-b). En efecto, la tixotropía[1] produce cierta rigidización reversible en una masa plástica, aumentando la adherencia en los puntos de contacto; como este aumento depende de la posición relativa de las partículas, existe una deformación crítica que rompe la adherencia y vuelve blando al material. Es muy probable, como ya se dijo, que la tixotropía coopere a la formación de la estructura compuesta y a la coherencia de su esqueleto, impidiendo el flujo lateral de la masa coloidal en las regiones

Copyrighted material

de acercamiento de los granos gruesos; así, en cuanto mayor grado la propiedad se presente en las masas coloidales, es mayor la posibilidad de mantener el depósito muy suelto bajo grandes cargas. Sin embargo, la resistencia del material de la liga de arcilla, no es función de la tixotropía, sino de la intensa concentración de carga en aquellas ligas, la cual, a su vez, depende de la estructura adoptada y de la carga máxima que el estrato haya soportado a lo largo de su historia geológica.

e) Estructura en "castillo de naipes". Algunos otros investigadores como Goldschmidt y Lambe[2,3] han sugerido una interpretación diferente sobre la génesis de una estructura floculenta y la estructura resultante en sí. Según estas ideas la forma laminar típica de los minerales de arcilla es fundamental en la estructuración resultante para los suelos finos.

Las investigaciones realizadas en partículas de caolinitas, ilitas y montmorilonitas demuestran que la longitud de ellas es del mismo orden de magnitud que su ancho y que el espesor varía de $^1/_{100}$ de estas dimensiones, en las montmorilonitas, a $^1/_{10}$ en las caolinitas, ocupando las ilitas una posición intermedia. Con estos datos es posible estimar que la superficie específica de estas partículas (metros cuadrados de área superficial por gramo de peso) es del orden de 10 en las caolinitas, 80 en las ilitas y 800 en las montmorilonitas; estas cifras cobran toda su importancia al considerar la acción de las fuerzas superficiales como factor que interviene en la estructuración, no siendo difícil concebir que tal factor llegue a ser determinante.

Además en las investigaciones de referencia se ha podido notar que, si bien la partícula de suelo posee carga negativa, según ya se dijo, parece cierto que en sus aristas existe una concentración de carga positiva que hace que esa zona localizada se atraiga con la superficie de cualquier partícula vecina. Tomando esto en consideración, los investigadores mencionados han propuesto para las arcillas una estructura tal como la que se muestra en la Fig. IV-6, a la cual se ha denominado en "castillo de naipes" o floculada.

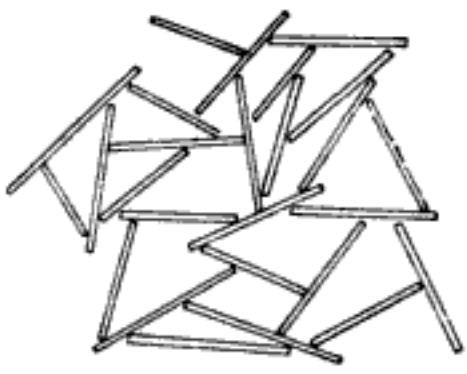


Figura IV-6. Estructura en "castillo de naipes".

Copyrighted material

Debe notarse que, según esta hipótesis de estructuración, también corresponde al suelo un importante volumen de vacíos y que las reflexiones anteriores sobre consolidación de zonas bajas por el peso de las suprayacientes conservan su validez.

f) Estructura dispersa. Algunas investigaciones modernas han indicado que una hipótesis estructural del tipo de "castillo de naipes", en la cual las partículas tienen contactos mutuos, si bien puede aceptarse como real en muchos casos, quizá no es la más estable en la que pudiera pensarse. Cualquier perturbación que pueda existir, como deformación por esfuerzo cortante, tiende en general a disminuir los ángulos entre las diferentes láminas de material. Conforme esto sucede actúan entre las partículas presiones osmóticas inversamente proporcionales al espaciamiento entre ellas. Las presiones osmóticas tienden a hacer que las partículas se separen y adopten una posición tal como la que esquemáticamente se muestra en la Fig. IV-7. Aunque a primera vista no lo parezca, algunos

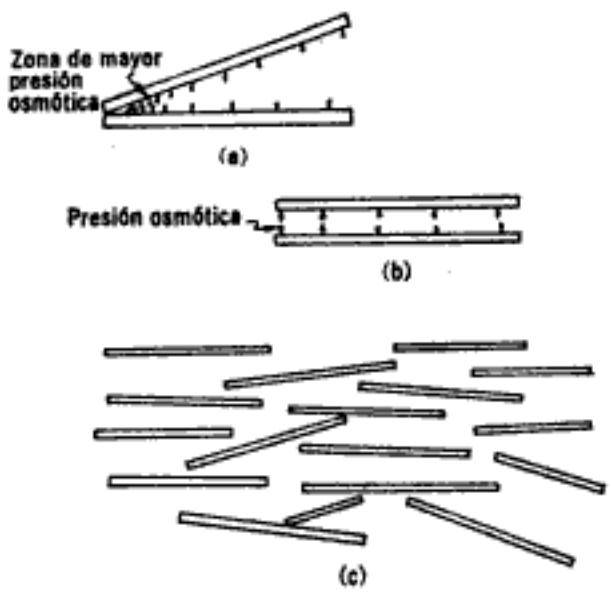


Figura IV-7. Estructura dispersa.

autores opinan que este arreglo es el más estable; ésta es la estructura dispersa.

En las partes *a*) y *b*) de la figura se muestra el mecanismo por el cual la presión osmótica tiende a hacer, para llegar a una condición más uniforme, que las partículas se separen. En la parte *c*) se muestra la estructura en su condición final.

Debe hacerse notar que el conjunto de estructuras antes someramente descrito no constituye una serie de posibilidades reales en la naturaleza, sino, simplemente, algunas de las hipótesis de estructuración de que hoy se habla. Muchos investigadores, que aceptan alguna de las explicaciones

Copyrighted material

anteriores, rechazan otras y no existe pleno acuerdo al respecto. También ha de observarse que con las estructuras en "castillo de naipes" o dispersa se generarán estructuras compuestas análogas a las ya tratadas con las formas estructurales más clásicas.

ANEXO IV-a

Prueba para la determinación del peso específico relativo de las partículas minerales constituyentes de un suelo

IV-a.1. Equipo necesario

1. Un matraz aforado de cuello largo, de 500 cm^3 de capacidad.
2. Agua destilada.
3. Un dispositivo de succión neumática capaz de producir el grado de vacío necesario (opcional, pero muy recomendable).
4. Dispositivo para calentar agua, con temperatura controlable (por ejemplo, parrillas de resistencia eléctrica).
5. Una balanza de un centésimo de gramo de aproximación y capacidad no menor de 700 g.
6. Un horno de secado.
7. Un desecador.
8. Un batidor mecánico.
9. Un termómetro con aproximación de 0.1°C, graduado hasta 50°C.
10. Cápsulas para evaporación.
11. Un cuentagotas (gotero) o una pipeta.
12. Un embudo de vidrio de conducto largo.

IV-a.2. Procedimiento para la limpieza del matraz

1. Prepárese una "mezcla crómica", disolviendo en caliente 60 g de dicromato de potasio en 300 cm^3 de agua destilada; déjese enfriar la solución y añádanse 460 cm^3 de ácido sulfúrico comercial, de manera que escurra por las paredes del recipiente en que se forma la solución.
2. Con la mezcla crómica enjuáguese el matraz para eliminar la grasa que pueda tener adherida en su interior, enjuáguese de nuevo con agua destilada y escúrrase perfectamente bañando el interior con alcohol, para eliminar los residuos de agua; finalmente vuélvase a enjuagar el matraz con éter sulfúrico. Para facilitar la eliminación de los vapores del éter es recomendable colocar el matraz boca abajo durante 10 minutos.
3. A falta de mezcla crómica puede lavarse el matraz con solución jabonosa, repitiendo las instrucciones dadas en 2.

IV-a.3. Procedimiento para la calibración del matraz

1. Determínese el peso del matraz seco y limpio con una aproximación de 0.01 g (W_f).

Copyrighted material

2. Llénese el matraz con agua destilada a la temperatura ambiente, hasta 0.5 cm abajo de la marca de enrase aproximadamente, y déjese reposar durante unos minutos.

3. Mídase la temperatura del agua contenida en el matraz, con aproximación de 0.1°C, colocando el bulbo del termómetro en el centro del matraz.

4. Con un cuentagotas, complétese el volumen del matraz con agua destilada de modo que la parte inferior del menisco coincida con la marca de enrase.

5. Séquese cuidadosamente el interior del cuello del matraz con un papel absorbente enrollado, respetando el menisco.

6. Pésese el matraz lleno, con aproximación de 0.01 g (W_{fw}).

7. Repítanse las etapas 3 a 6 a la misma temperatura, aproximadamente, con que se haya trabajado la primera vez.

8. Repítanse las etapas 2 a 7 en otros dos ambientes, uno a una temperatura 5–10°C mayor que el primeramente citado y otro a una temperatura 5–10°C menor.

9. Dibújense los resultados de los pesos obtenidos en función de las respectivas temperaturas.

IV-a.4. Método de prueba en suelos granulares

1. Pésense 80 g aproximadamente de suelo previamente secado al horno y enfriado en desecador, aproximando al 0.01 g (W_s).

2. Pásese la muestra cuidadosamente a un matraz limpio, calibrado según se indicó en IV-a.3 y llénese éste con agua destilada hasta su mitad.

3. Aplíquese vacío al matraz usando el aparato correspondiente, durante 15 minutos, a fin de extraer el aire contenido en la muestra. Rolando cuidadosamente el matraz puede acelerarse el proceso. Si el aparato puede aplicar una succión graduable, cuídese de que la muestra no sea arrastrada.

4. *a*) Añádase con cuidado agua destilada hasta la marca de enrase y vuélvase a aplicar el vacío, a fin de verificar que no queda aire atrapado en la muestra; ello se notará por la permanencia de la base del menisco en el nivel del enrase. Si este nivel asciende, repítanse las etapas 1, 2 y 3.

b) La presencia de materia orgánica, puede producir el efecto de aire no removido, a causa de los gases que se forman en contacto con agua. La materia orgánica podrá descubrirse por olor y por la formación de una película oleaginosa en la superficie del agua. Si esta materia existe, el método del vacío debe sustituirse por otro más efectivo para remover los gases; este método podría ser la ebullición de la suspensión en un baño de glicerina, durante 30 minutos, añadiendo de cuando en cuando más agua destilada para impedir la calcinación de la muestra; en todo momento el matraz debe estar lleno hasta

Copyrighted material

su mitad. Tras este período déjese enfriar la botella a la temperatura ambiente y aplíquese lo dicho en 4-a.

5. Desaireada la suspensión, añádase agua destilada hasta que el borde inferior del menisco coincida con la marca de enrase; las últimas gotas deben añadirse con cuentagotas; caso de pasarse, retírese algo de agua usando un papel absorbente.

6. Una vez en la seguridad de que el menisco tiene su altura correcta, de que el frasco está exteriormente seco y que no hay agua en el interior del cuello, pésese el matraz con aproximación de 0.01 g; así se obtiene W_{frasco}.

7. De inmediato determínese la temperatura de la suspensión, con aproximación de 0.01°C, introduciendo el bulbo de un termómetro hasta el centro del matraz.

8. La aplicación de la fórmula 4–1 proporciona el peso específico relativo.

IV-a.5. Método de prueba en suelos arcillosos

1. Pésese suelo húmedo en cantidad suficiente como para tener aproximadamente 80 g de sólidos.

2. Colóquese el suelo en una cápsula y añádase agua destilada, mezclando, hasta obtener una pasta suave.

3. Colóquese la pasta en una batidora con agua destilada, hasta formar aproximadamente 250 cm^3 de una suspensión uniforme, para lo cual suele bastar un lapso de 15 minutos de agitación.

4. Procédase como se indicó en los párrafos 2 a 7 de IV-a.3.

5. Transfiérase toda la suspensión a un recipiente evaporador, usando agua para hacer la transferencia y séquese el conjunto a 105–110°C, a fin de obtener el W_s. El secado se prolongará por lo menos 12 h.

6. Usando la fórmula 4–1, calcúlese el s_s del suelo.

IV-a.6. Aspectos generales de la prueba

La presencia de aire disuelto en el agua destilada usada en la calibración del matraz no afecta los resultados de la prueba; de hecho, las moléculas del aire entran en la estructura molecular del solvente sin aumento de volumen de éste. El peso total de la solución es la suma de los pesos de sus constituyentes; el peso del aire es nulo y su presencia, cuando está disuelto, no cambia ni el peso ni el volumen del conjunto. El aire atrapado en la muestra sí ha de ser removido.

IV-a.7. Errores posibles

La mayoría de las balanzas de laboratorio con capacidad mayor de 500 g no tienen sensibilidad al centésimo de gramo; además es frecuente, sobre todo en equipo ya muy usado, que existan fallas de calibración permanentes. Por lo anterior, la misma balanza debe usarse en

Copyrighted material

OBRA : _____

LOCALIZACION : _____

SONDEO Nº : _____

(DEPENDENCIA)

FECHA : _____

OPERADOR : _____

CALCULISTA : _____

PESO ESPECIFICO RELATIVO

MUESTRA Nº : _____ PROF. : _____

DESCRIPCIÓN : _____

Prueba Nº.			
Matraz Nº:			
W_{fsw} (gr)			
Temperatura (°C)			
W_{fw} (gr)			
Cápsula de evaporación Nº			
Peso cápsula + muestra seca (gr)			
Peso cápsula (gr)			
W_s (gr)			
S_s			

W_{fsw} = Peso del matraz + agua + muestra a T °C

W_{fw} = Peso del matraz + agua a T °C (de la curva de calibración del matraz)

W_s = Peso del suelo seco

S_s = Peso especifico relativo de los sólidos = $\dfrac{W_s}{W_s + W_{fw} - W_{fsw}}$

OBSERVACIONES . _____

Copyrighted material

toda una prueba y, cuando se haya usado en la obtención de la curva de calibración de un matraz, en todas las pruebas en que se use esa curva. Así pueden atenuarse grandemente los errores en pesada, pues en las fórmulas a aplicar intervienen diferencias de pesos y no valores de pesos aislados.

Otro error muy común proviene de que el menisco no resulte perfectamente a nivel de la marca de enrase; es de notar que una sola gota de agua puede dar un error en el peso de 0.05 g; el error se atenúa grandemente usando el valor promedio de varias lecturas efectuadas a la misma temperatura.

Cuando se usen termómetros graduados en grados centígrados enteros, la estimación requerida de los décimos, puede introducir un error ligero.

En los suelos granulares, el W_s se obtiene pesando una muestra previamente secada, que después se transfiere al matraz; en esta transferencia puede perderse algo de material, lo cual se traduce en un peso específico relativo aparente mayor del real; el error puede reducirse, usando agua de rescate para pasar el material al matraz. Si la muestra ha tenido ocasión de adquirir humedad higroscópica después del secado en horno o, a falta de este elemento, ha sido secada por otro procedimiento (lo cual no es recomendable), puede producirse un error de importancia en la determinación de s_s. La situación puede mejorarse guardando la muestra en un secador o bien secándola y pesándola después de la prueba.

Con mucho, la causa de error importante más frecuente en la determinación en estudio es la deficiente desaireación de la muestra, cuando ésta se encuentra en el matraz.

ANEXO IV-b

Propiedades tixotrópicas de las arcillas

Se ha dicho que entre las partículas arcillosas se ejercen fuerzas debidas a las ligaduras fisicoquímicas que se manifiestan en sus respectivas películas envolventes de agua y cationes adsorbidos. Un amasado enérgico de la arcilla, puede romper esas ligaduras momentáneamente, lo cual se refleja macrofísicamente por una pérdida sensible de las propiedades de resistencia del material. Sin embargo, la mayoría de las arcillas vuelven más o menos lentamente a sus propiedades originales; este fenómeno fue llamado *Tixotropía* por Péterfi.[1]. El fenómeno es consecuencia del restablecimiento de las películas adsorbidas en su primitiva condición.

Las arcillas montmorilonítica presentan la propiedad en grado máximo y recobran muy rápidamente sus características de resistencia, tras un enérgico amasado.

Copyrighted material

Una medida de la tixotropía puede tenerse determinando una vez el límite líquido de una arcilla inmediatamente tras el remoldeo y otra dejando pasar unos minutos después de éste: si la arcilla es tixotrópica, el valor obtenido en el segundo caso será mayor que el primeramente obtenido.

Terzaghi midió la tixotropía a través de la sensibilidad de las arcillas, o sea de la relación entre la resistencia a la compresión simple correspondiente a los estados inalterado y remoldeado. Según Terzaghi, el valor normal de la sensibilidad de las arcillas oscila entre 2 y 4, llegando a 8 o más en casos en que la propiedad se manifiesta fuertemente (valores cercanos a 100 se han llegado a medir en arcillas extrasensitivas).

ANEXO IV-c

Problemas ilustrativos:

1. Una arena sobre el nivel freático tiene $w = 15\%$ y 1 600 kg/m³. Su $s_s = 2.67$. En el laboratorio se vio que $e_{máx.} = 1.20$ y $e_{mín.} = 0.60$. Calcule G_w y la compacidad relativa, C_r.

Solución:

Ha de calcularse la relación vacíos natural

$$w = \frac{W_w}{W_s}.$$

Si se hace $W_s = 1$, se tiene $W_w = w = 0.15$ (Fig. IV-c.1).

$$V_s = \frac{Ws}{s_s \gamma_0} = \frac{1}{2.67} = 0.37 \text{ cm}^3.$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_0} = 0.15 \text{ cm}^3.$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \quad \therefore \quad 1.6 = \frac{1.15}{V_m}$$

y

$$V_m = \frac{1.15}{1.6} = 0.72 \text{ cm}^3$$

Con los datos anteriores se forma el esquema de la Fig. IV-c.1.

Entonces:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.35}{0.37} = 0.94.$$

Copyrighted material

$$C_r = \frac{e_{máx.} - e}{e_{máx.} - e_{mín.}} = \frac{1.20 - 0.94}{1.20 - 0.60} = \frac{0.26}{0.60} = 0.43 \quad \therefore \quad C_r = 43\%.$$

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} = \frac{0.15}{0.35} = 0.43 \quad \therefore \quad G_w = 43\%.$$

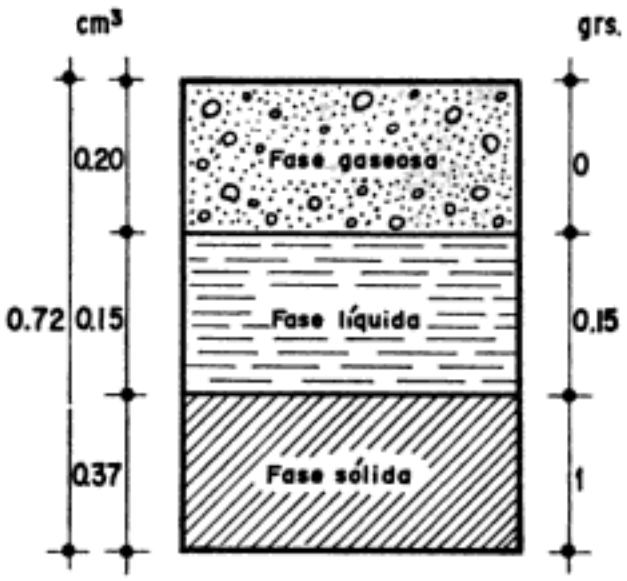


Figura IV-c.1.

2. Una muestra de arena se tomó de un depósito natural usando un muestreador cilíndrico, con los siguientes datos:

Volumen cilindro	382 cm³.
Peso muestra natural	707 g
Peso muestra seca	664 g
Volumen muestra compactada	334 cm³.
Volumen muestra suelta	493 cm³.
$s_s = 2.62$	

Calcule la e natural de la arena y la compacidad relativa del manto.

Solución:

a) Cálculo de e natural.

Si $W_s = 664$ g, puede ponerse:

$$V_s = \frac{W_s}{s_s \gamma_0} = \frac{664}{2.62} = 253 \text{ cm}^3.$$

$$V_v = V_t - V_s = 382 - 253 = 129 \text{ cm}^3.$$

Entonces:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{129}{253} = 0.51.$$

Copyrighted material

b) Cálculo de e mín.
V_s es al mismo que en el caso anterior. Solo cambia el volumen total, que ahora es 334 cm³.

$$V_v = V_t - V_s = 334 - 253 = 81 \text{ cm}^3 \quad \therefore \quad e_{\text{mín.}} = \frac{81}{253} = 0.32.$$

c) Cálculo de $e_{\text{máx.}}$.

$$V_t = 493 \text{ cm}^3.$$

$$e_{\text{máx.}} = \frac{240}{253} = 0.95.$$

$$C_r = \frac{e_{\text{máx.}} - e}{e_{\text{máx.}} - e_{\text{mín.}}} = \frac{0.95-0.51}{0.95-0.32} = \frac{0.44}{0.63} = 0.70$$

$$\therefore \quad C_r = 70\%.$$

3. Una arena tiene $e_{\text{máx.}} = 0.97$ y $e_{\text{mín.}} = 0.45$; tiene una $C_r = 40\%$. Su $s_s = 2.68$.

a) Calcule el γ_m (saturado) y γ_d para esa arena, tal como se encuentra.
b) Si un estrato de la arena en cuestión de 3 m de espesor inicial se compacta hasta llegar a una $C_r = 65\%$ ¿cuál será el espesor final al que llegue?
c) ¿Cuáles serán los nuevos valores de γ_d y γ_m en las condiciones finales del inciso *b*?

Solución:

a) $$C_r = 0.4 = \frac{0.97-e}{0.97-0.45} = \frac{0.97-e}{0.52} \quad \therefore \quad e = 0.76.$$

$$\gamma_m = \frac{s_s+e}{1+e}\gamma_0 \text{ (fórmula 3–14)} \quad \therefore$$

$$\gamma_m = \frac{2.68+0.76}{1.76}\gamma_0 =$$

$$\gamma_m = \frac{3.44}{1.76}\gamma_0 = 1.95 \text{ tn/m}^3.$$

$$\gamma_d = \frac{2.68}{1.76}\gamma_0 = 1.52 \text{ tn/m}^3.$$

b) Deberá calcularse la nueva e.

$$0.65 = \frac{0.97 - e}{0.52} \quad \therefore \quad e = 0.63.$$

Copyrighted material

Si se observa la Fig. IV-c.2 puede verse que V_s es el mismo en la arena, antes y después de ser compactada ($V_s = 1$ al hacer los esquemas de la figura). Lo único que varía es el volumen de vacíos, que vale 0.76 y 0.63 en los esquemas respectivos.

De la figura se deduce que la altura de la arena se reduce en la proporción:

$$\frac{1.63}{1.76}.$$

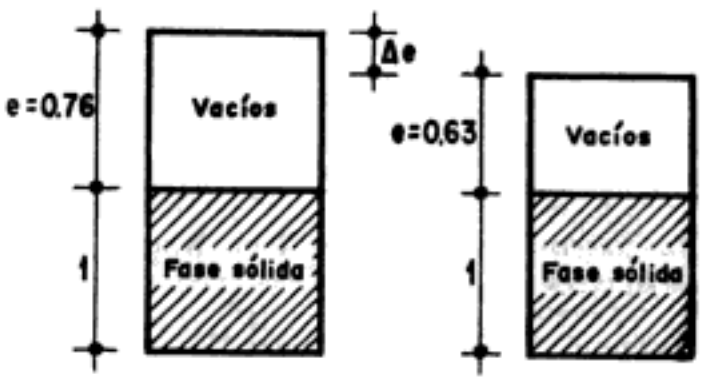


Figura IV-c.2.

Por lo tanto, la nueva altura será:

$$H_f = 3 \times \frac{1.63}{1.76} = 2.78 \text{ m.}$$

$$c) \quad \gamma_m = \frac{s_s + e}{1+e}\gamma_0 = \frac{2.68+0.63}{1.63}\gamma_0 = 2.03 \text{ tn/m}^3.$$

$$\gamma_d = \frac{2.68}{1.63}\gamma_0 = 1.65 \text{ tn/m}^3.$$

Problemas para resolución:

1. En un suelo totalmente seco, ponga la compacidad relativa en función de los pesos específicos secos correspondientes a los estados natural, más compacto posible y más suelto posible.

Respuesta:

$$C_r = \frac{\dfrac{1}{\gamma_{d\,\text{suelto}}} - \dfrac{1}{\gamma_{d\,\text{natural}}}}{\dfrac{1}{\gamma_{d\,\text{suelto}}} - \dfrac{1}{\gamma_{d\,\text{compacto}}}}$$

Copyrighted material

Referencias

1. Péterfi—*Arch. F. Entwicklungsmech d. Organism*—1927.
2. Goldschmidt, V. M.—*Undersokelser over lersedimenter-Nordisk jordbrugsforskning*—Núms. 4-7—1926.
3. Lambe, T. W.—*The Structure of Inorganic Soils—Proc. A.S.C.E.*—Volumen 79—1953.

Bibliografía

La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica—K. Terzaghi y R. B. Peck. (Trad. O. Moretto.)—Ed. El Ateneo—1955.

Mecánica del Suelo—J. A. Jiménez Salas—Ed. Dossat—1954.

Principles of Engineering Geology and Geotechnics—D. P. Krynine y W. R. Judd —McGraw-Hill, Co.—1957.

Laboratory Testing in Soil Engineering—T. N. W. Akroyd—G. T. Foulis and Co. —1957.

Soil Testing for Engineers—T. W. Lambe—John Wiley and Sons—1958.

Basic Soils Engineering—B. K. Hough—Ronald Press., Co.—1957.

Physico-chemical properties of Soils: Soil water systems—I. T. Rosenquist—Norwegian Geotechnical Institute—Publication No. 37—1960.

NOTA: El presente capítulo ha sido elaborado prestando especial atención a un resumen de las clases impartidas por los profesores doctor A. Casagrande e ingeniero S. D. Wilson, en la Universidad de Harvard, Estados Unidos de Norteamérica.

Copyrighted material

V

Granulometría en suelos

V-1. Introducción

En los comienzos de la investigación de las propiedades de los suelos se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños; por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución. Aún hoy, tal parece que todo técnico interesado en suelos debe pasar a modo de etapa de iniciación, por una época en que se siente obligado a creer que, con suficiente experiencia, es posible deducir las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o descripción por tamaños; es común, sin embargo, que una no muy dilatada experiencia haga que tal sueño se desvanezca.

Solamente en suelos gruesos, cuya granulometría puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material; en efecto, la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados, o sea con amplia gama de tamaños, tienen comportamiento ingenieril más favorable, en lo que atañe a algunas propiedades importantes, que los suelos de granulometría muy uniforme; en capítulos posteriores, habrá ocasión de resaltar este punto.

Más aún en esos suelos gruesos, ha de señalarse, según ya se dijo, que el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente definido por la compacidad de los granos y su orientación, características que destruye, por la misma manera de realizarse, la prueba de granulometría, de modo que en sus resultados finales se ha tenido que perder toda huella de aquellas propiedades tan decisivas. De esto se desprende lo muy deseable que sería poder hacer una investigación granulométrica

Copyrighted material

con un método tal que respetara la estructuración inalterada del material; este método, sin embargo, hasta hoy no se ha encontrado y todo parece indicar que no se podrá desarrollar jamás.

En suelos finos en estado inalterado, las propiedades mecánicas e hidráulicas dependen en tal grado de su estructuración e historia geológica, que el conocimiento de su granulometría, resulta totalmente inútil. Sin embargo, el ingeniero interesado en suelos debe estar suficientemente familiarizado con los criterios técnicos basados en la distribución granulométrica y con los métodos más importantes para su determinación, pues estos temas ocupan aún un espacio apreciable dentro de la literatura técnica y se hace necesario al ingeniero moderno estar más informado sobre esta materia que aquellos que, sin la conveniente meditación de sus ideas, aplican normas simplistas, conducentes a conclusiones inaceptables.

V-2. Sistemas de clasificación de suelos basados en criterios de granulometría

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Tal criterio fue usado en Mecánica de Suelos desde un principio e incluso antes de la etapa moderna de esta ciencia. Originalmente, el suelo se dividía únicamente en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso de los procedimientos disponibles de separación por tamaños. Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes. Actualmente se pueden ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños, son las siguientes:

a) *Clasificación Internacional.*

Basada en otra desarrollada en Suecia.

Tamaño en mm

2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	*Arena fina*	*Limo*	*Arcilla*	*Ultra-Arcilla (coloides)*

b) *Clasificación M.I.T.*

Fue propuesta por G. Gilboy y adoptada por el Massachusetts Institute of Technology.

Copyrighted material

Tamaño en mm

2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002

Gruesa	*Media*	*Fina*	*Grueso*	*Medio*	*Fino*	*Gruesa*	*Media*	*Fina (coloides)*
ARENA			LIMO			ARCILLA		

c) La siguiente clasificación, utilizada a partir de 1936 en Alemania, está basada en una proposición original de Kopecky.

TABLA 5–1

MATERIAL	CARACTERISTICA	TAMAÑO mm
Piedra	— — —	Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla	— — —	0.00002 a 0.0002

Abajo de 0.00002 mm las partículas constituyen disoluciones verdaderas y ya no se depositan.

Con frecuencia se han usado otros tipos de clasificación, destacando el método gráfico del Public Roads Administration de los Estados Unidos, pero su interés es hoy menor cada vez, por lo cual se considera que las clasificaciones señaladas son suficientes para dar idea del mecanismo utilizado en su elaboración.

Copyrighted material

Puede notarse que las clasificaciones anteriores y otras existentes se contradicen en ocasiones, y a un intervalo que se nombra de una manera en una clasificación, le corresponde otra palabra en otro sistema. Pero sin duda, la objeción más importante que puede hacerse a estos sistemas es el uso que hacen de las palabras *limo* y *arcilla* para designar fracciones de suelo definidas exclusivamente por tamaños. Estos términos se han usado en ingeniería como nombres para designar tipos de suelo con propiedades físicas definidas; la razón por la que estos nombres se introdujeron para ciertas fracciones de tamaños fue la idea errónea de que tales tamaños eran las causas de aquellas características típicas. Sin embargo, hoy se sabe que las características de una arcilla típica se deben en forma muy preponderante a las propiedades de su fracción más fina. Un suelo formado por partículas de cuarzo del tamaño de las arcillas o un depósito natural de harina de roca de la misma graduación, tendría que clasificarse como 100% de arcilla, a pesar de que el conjunto no presenta ninguna de las propiedades que definen el comportamiento de ese material. Por otra parte, un suelo de comportamiento típicamente arcilloso, dentro de límites apropiados de humedad, posiblemente no contenga más de un 20% de arcilla, según el criterio granulométrico. En lo sucesivo, los términos *limo* y *arcilla* se emplearán únicamente para designar *tipos de suelo,* recurriendo a la mención específica de un tamaño de partícula cuando se requiera designar cierta fracción granulométrica.

V-3. Representación de la distribución granulométrica

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

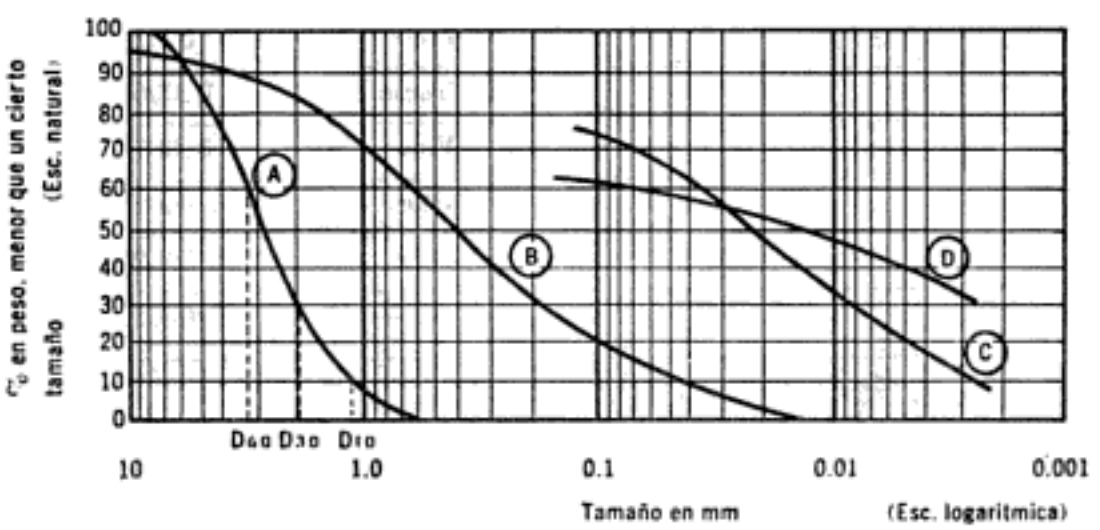


Figura V-1. Curvas granulométricas de algunos suelos.

A) Arena muy uniforme, de Ciudad Cuauhtémoc, México.
B) Suelo bien graduado, Puebla, México.
C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).
D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

Copyrighted material

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala.

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el que el suelo posea una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la fig. V-1 se muestran algunas curvas granulométricas reales.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{5-1}$$

En donde:

D_{60}: Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10}: Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad, la relación (5–1) es un coeficiente de *no uniformidad*, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $Cu < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $Cu < 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la graduación, se define l coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \tag{5-2}$$

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

donde p es el porcentaje, en peso, de las partículas entre D y $10D$ siendo D el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala semilorít

Copyrighted material

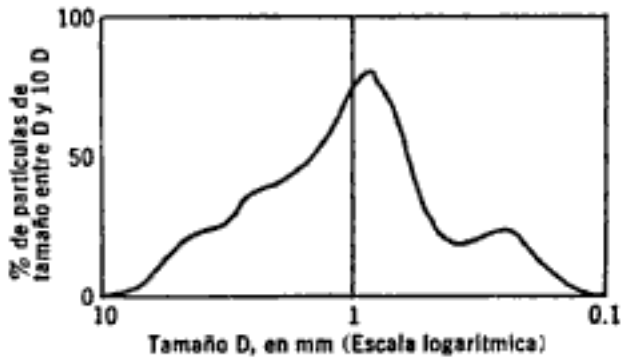


Figura V-2. Histograma de un suelo D.

mica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la frecuencia con que se presentan en ese suelo partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo. En la fig. V-2 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1 mm.

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa primeramente vista y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad. Actualmente el uso de histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

También se han representado las curvas granulométricas en escala doblemente logarítmica, con la ventaja, para algunos usos, de que en este caso la forma de las curvas se acerca notablemente a una línea recta, en muchos suelos naturales.

V-4. Análisis mecánico

Bajo ese título general se comprenden todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densímetro).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla Nº 200 (0.074 mm). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla Nº 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiendo a cada abertura. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas y por ejemplo, el cribado a través de las mallas Nº 100 (0.149 mm)

Copyrighted material

y Nº 200 (0.074 mm) suele requerir agua para ayudar el paso de la muestra (procedimiento de lavado).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro (densímetro) es hoy, quizá, el de uso más extendido y el único que se verá con cierto grado de detalle. Como todos los de este grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos (1927).

Debido a lo importante de los errores que afectaban las pruebas originales, el método no satisfizo a muchos especialistas, por lo que, en épocas posteriores, el Public Road Administration, de los Estados Unidos, encomendó al doctor A. Casagrande la investigación de tales errores, para su eliminación y necesaria corrección. Como resultado de sus estudios, Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos (en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, por litro) y algunos cambios radicales en el procedimiento de la prueba, con el objeto de eliminar los errores principales; obtuvo también fórmulas para las correcciones necesarias en ciertos pasos, cuyos errores no pudieron eliminarse al cambiar el procedimiento.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio o bien por procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos G. G. Stokes, en 1850, obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esta limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el *diámetro equivalente* de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo s_s que el suelo, que se sedimenta con la misma velocidad que la partícula real; en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares el diámetro real puede ser hasta cuádruple del equivalente; cabe notar que en partículas muy finas, esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura floculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes está dada por la expresión:

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \left(\frac{D}{2}\right)^2 \qquad (5\text{–}3)$$

En la que:

Copyrighted material

v = Velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg.
γ_s = Peso específico de la esfera, en g/cm³.
γ_f = Peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura).
η = Viscosidad del fluido, en g·seg/cm² (varía con la temperatura).
D = Diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm, resulta

$$D = \sqrt{\frac{1{,}800\eta v}{\gamma_s - \gamma_f}} \qquad (5\text{–}4)$$

La ley de Stokes aplicada a partículas de suelo real, que se sedimenten en agua, es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamices puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos ininterrumpidamente.

El método del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis:

a) La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.
b) Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. (En general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro.)
c) El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

La hipótesis *a*) ya fue discutida arriba.

La *b*) implica que todas las partículas de un mismo diámetro D están uniformemente distribuidas en toda la suspensión, al principio de la prueba; todas estas partículas se sedimentan a la misma velocidad, calculada según (5–3). Al pasar un tiempo t, todas las partículas del mismo diámetro habrán recorrido la distancia $H = vt$. Arriba de esa altura, no habrá partículas del diámetro correspondiente a esa velocidad, mientras que de ese nivel hacia abajo, las partículas de ese tamaño estarán en la concentración original, pues al bajar con la misma velocidad, tales partículas habrán conservado sus posiciones relativas. Las partículas de tamaño mayor que D, correspondientes a la velocidad antes mencionada, habrán descendido a una profundidad mayor, pues se sedimentan a

Copyrighted material

mayor velocidad, por lo que, a la profundidad H sólo habrá partículas de diámetro equivalente igual o menor que D, a la concentración original. Por lo tanto, el peso específico relativo de la suspensión a la profundidad H y en el tiempo t, es una medida de la cantidad de partículas de igual y menor tamaño que D contenidas en la muestra de suelo.

Midiendo el peso específico relativo de una suspensión de suelo, a una misma profundidad, en distintos tiempos, puede obtenerse cualquier número de puntos para la curva granulométrica; igualmente, pueden obtenerse esos puntos midiendo, al mismo tiempo, el peso específico relativo de la suspensión a diferentes profundidades. La distribución de los pesos específicos relativos representa, en forma implícita, la distribución granulométrica. Puede determinarse esa distribución, también, midiendo los pesos específicos relativos a diferentes tiempos y a distintas profundidades y éste es el procedimiento en que se basa la prueba del hidrómetro, pues en la práctica el bulbo alcanza niveles más bajos en cada lectura, ya que la concentración de la suspensión a una cierta profundidad disminuye con el tiempo.

La teoría detallada de la prueba del hidrómetro y el modo de efectuarla, aparecen en el anexo V-a y V-b.

ANEXO V-a

Teoría de la prueba del hidrómetro

V-a.1. Teoría de la prueba

La mayor parte de los hidrómetros (densímetros) están calibrados para medir la relación del peso específico de un líquido respecto al del agua, a una cierta temperatura de calibración, que suele ser 20°C. Para determinar el peso específico relativo del líquido (en relación con el agua a 4°C), se debe multiplicar la lectura del hidrómetro por el peso específico relativo del agua a la temperatura de calibración; si s_{f+s} es el peso específico relativo de la suspensión, r_c la lectura del hidrómetro a la temperatura de calibración, y s_c el peso específico relativo del agua a la temperatura de calibración, se tendrá $s_{f+s} = r_c s_c$ que puede escribirse

$$r_c s_c = [1 + (r_c - 1)]\,[1 + (s_c - 1)] = r_c + s_c - 1 + (r_c - 1)\,(s_c - 1)$$

Pero, en la práctica, el producto $(r_c - 1)(s_c - 1)$ es despreciable, pues tanto s_c como r_c son muy próximas a la unidad; por lo tanto resulta:

$$r_c s_c = r_c + s_c - 1 \qquad (5\text{-a.1})$$

Como el bulbo del hidrómetro toma la temperatura T de la suspensión, al ser sumergido en ella, no dará lectura correcta, a no ser que la tempe-

Copyrighted material

ratura de la suspensión sea igual a la de calibración. Para fines prácticos, es suficiente suponer que la lectura del hidrómetro varía en forma directamente proporcional al cambio volumétrico del bulbo, despreciando su cuello o vástago. Si se denota por:

α_v = coeficiente de dilatación térmica del vidrio
T = temperatura de la suspensión
T_c = temperatura de calibración del hidrómetro
V_c = volumen del bulbo a T_c°C
r_T = lectura del hidrómetro a T_c°C.

La variación en la lectura, correspondiente a cualquier temperatura, está expresada por la ecuación:

$$\frac{r_c}{r_T} = \frac{V_c}{[1 + \alpha_v(T-T_c)]V_c} = \frac{1}{1 + \alpha_v(T-T_c)} = 1 - \alpha_v(T-T_c) \qquad (5\text{–a.2})$$

La simplificación anterior es válida porque $\alpha_v(T-T_c)$ es pequeña, en comparación con 1. Entonces, usando el desarrollo conocido:

$$\frac{1}{1+\Delta} = 1 - \Delta + \Delta^2 - \Delta^3 + \ldots + (-1)^{n-1}\Delta^{n-1} + \ldots$$

se ve que la simplificación realizada, equivale a despreciar las potencias de $\alpha_v(T-T_c)$ a partir del cuadrado.

Si los dos miembros de (5–a.2) se multiplican por r_T se tiene:

$$r_c = r_T - r_T\alpha_v(T-T_c)$$

pero r_T es muy aproximadamente igual a 1, por lo que puede escribirse:

$$r_c = r_T - \alpha_v(T-T_c) \qquad (5\text{–a.3})$$

valor que llevado a (5–a.1) produce:

$$s_{f+s} = r_c\, s_c = r_T - 1 + s_c - \alpha_v(T-T_c) \qquad (5\text{–a.4})$$

Por hipótesis, en el tiempo t y a la profundidad H, las partículas mayores de la suspensión son de diámetro equivalente D y, a esa profundidad, todas las partículas menores que D están a la concentración original. Sean:

V = Volumen total de la suspensión.
W_D = Peso de todas las partículas menores que D.
s_f = Peso específico relativo del fluido usado en la suspensión.

El peso total de partículas por unidad de volumen, a la profundidad H es $\frac{W_D}{V}$ y el peso específico relativo de la suspensión en el tiempo t y a la profundidad H, está dado por:

Copyrighted material

$$s_{f+s} = \frac{W_D}{V\gamma_0} + \left(1 - \frac{W_D}{Vs_s\,\gamma_0}\right)s_f \qquad (5\text{–a.}5)$$

El primer término de la fórmula anterior se refiere a la parte sólida de la suspensión; el segundo término al agua contenida en la misma. Lo anterior puede escribirse:

$$s_{f+s} = \frac{W_D}{Vs_s\,\gamma_0}(s_s - s_f) + s_f \qquad (5\text{–a.}6)$$

Igualando (5–a.6) y (5–a.4), se obtiene:

$$W_D = V\gamma_0 \frac{s_s}{s_s - s_f}[(r_T - 1) + (s_c - s') - \alpha_v(T - T_c)] \qquad (5\text{–a.}7)$$

Para $V = 1{,}000$ cm³, como es usual, la ecuación anterior se transforma:

$$W_D = \frac{s_s}{s_s - s_f}\gamma_0[(r_T - 1)\,10^3 + (s_c - s_f)\,10^3 - \alpha_v(T - T_c)\,10^3] \qquad (5\text{–a.}8)$$

Denominando:

$$R_H = (r_T - 1)\,10^3$$

$$m_T = [(s_c - s_f) - \alpha_v(T - T_c)]10^3 \text{ (ver Fig. V-a.1)}$$

y sustituyendo en (5–a.8), se obtiene:

$$W_D = \frac{s_s}{s_s - s_f}\gamma_0[R_H + m_T] \qquad (5\text{–a.}9)$$

Cuando se usa agua como fluido en la suspensión y W_D se expresa como porcentaje del peso W_s que se haya usado en la suspensión, se obtiene:

$$W_D(\%) = \frac{100\,\gamma_0}{W_s}\frac{s_s}{s_s - 1}(R_H + m_T) \qquad (5\text{–a.}10)$$

El término R_H es función de la lectura hecha por el hidrómetro y m_T depende, tanto de la temperatura, como del mismo hidrómetro. La ecuación (5–a.10) solamente se puede aplicar cuando se emplea agua como fluido en la suspensión y cuando el volumen total de ésta sea, 1,000 cm³.

La lectura R_H se obtiene del hidrómetro directamente (una lectura de 1.0153 se anota simplemente 15.3). La corrección m_T puede calcularse para una temperatura de calibración conocida y puede trazarse en una escala gráfica para cada hidrómetro, como función de la temperatura de prueba. El diámetro D, al cual corresponde el porcentaje

Copyrighted material

de partículas calculadas con (5–a.10), debe obtenerse con la aplicación de la ley de Stokes, ya vista; a fin de reducir estos cálculos al mínimo, A. Casagrande propuso el uso del nomograma que aparece en el Anexo V-b de este capítulo; en este nomograma, la escala para R_H

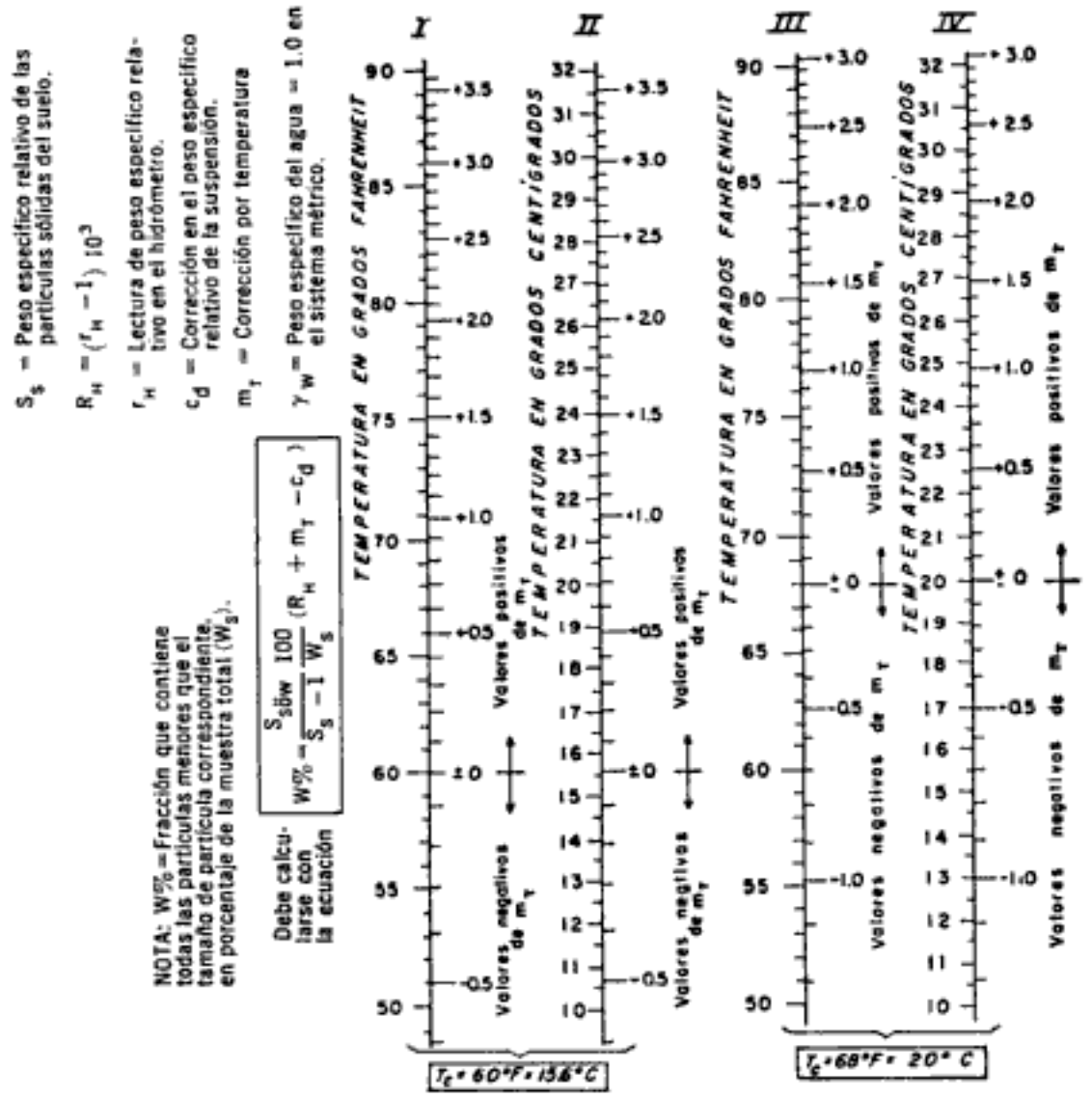


Figura V-a.1. Gráfica de corrección por temperatura para hidrómetros calibrados en peso específico relativo a la temperatura (T_c).

es válida sólo para un hidrómetro dado, por lo que se precisa un nomograma para cada aparato. Para diseñar la escala R_H no basta medir la distancia del centro del bulbo a las distintas graduaciones de su vástago; estas distancias deben reducirse en una cantidad constante que tome en cuenta el desplazamiento de la suspensión causada por la introducción del aparato. A este respecto, conviene mencionar que la experiencia indica que no es conveniente dejar el bulbo en la suspensión todo el tiempo de la prueba, pues la acumulación de suelo sobre él y la disminución del área de sedimentación introducen errores de mayor conside-

Copyrighted material

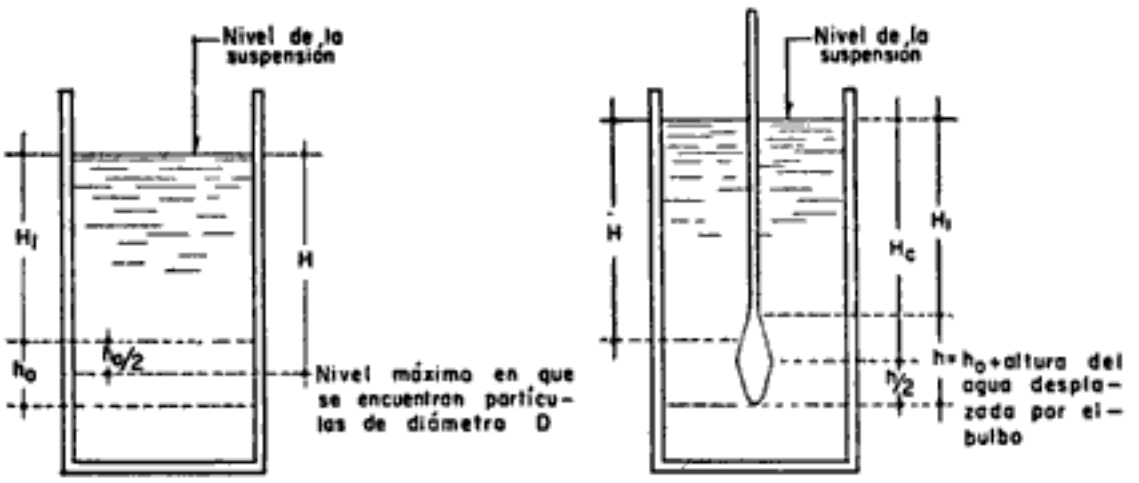


Figura V-a.2. Esquema para ilustrar la corrección de la profundidad, por el desplazamiento del nivel de la suspensión, causada por la introducción del hidrómetro.

ración que los que se tienen extrayéndolo cuidadosamente tras cada lectura e introduciéndolo, con el mismo cuidado, para la lectura siguiente. La corrección de la profundidad por el movimiento de la superficie de la suspensión se ilustra en la Fig. V-a.2.

La verdadera H que debe tomarse en cuenta, puede relacionarse con la aparente (H_c) por la expresión:

$$H = H_c - \frac{\text{Volumen del bulbo}}{2 \times \text{área de la probeta}}.$$

En efecto, el volumen del bulbo es el del agua desplazada que, entre el área de la probeta, da la sobreelevación del nivel de la suspensión; la mitad de tal sobreelevación es el incremento de la distancia H producido por la introducción del hidrómetro. El valor de H así obtenido es el que ha de usarse en la ley de Stokes.

Los hidrómetros están calibrados para dar lecturas correctas al nivel de la superficie de la suspensión, pero en la práctica esas lecturas deberán hacerse en el borde superior de un menisco, dada la opacidad de la suspensión: el problema se subsana para cada aparato haciendo una lectura de agua limpia, para determinar la altura del menisco formado; a fin de tener las mismas condiciones, se exige, tanto en el momento de determinar la corrección en agua limpia, como en el momento de la prueba, que el menisco se desarrolle por completo, para lo cual el vástago del hidrómetro deberá, en los dos casos, limpiarse previamente con jabón.

En ocasiones, se hace preciso añadir a la suspensión algún defloculante, a fin de facilitar la formación de una suspensión uniforme y de impedir la asociación de partículas; el defloculante aumenta el peso específico del agua, por lo cual se hace preciso hacer una nueva corrección a la lectura del hidrómetro; esta corrección es opuesta a la de menisco.

Copyrighted material

Un hidrómetro mide el peso específico relativo promedio en la longitud del bulbo; esto implica un error que es de importancia en suelos muy uniformes; en suelos no uniformes el error tiende a ser depreciable.

Para tener una aproximación satisfactoria en la prueba, se hace necesario medir la temperatura de la suspensión con aproximación de 0.5°C y el peso específico relativo debe conocerse dentro de un margen de ±1%. Las lecturas deben hacerse a intervalos tales que los puntos correspondientes en la gráfica granulométrica acumulativa semilogarítmica estén aproximadamente a igual espaciamiento y en número suficiente para definirla adecuadamente.

Pueden usarse muchos agentes defloculantes, entre los que el silicato de sodio presenta ventajas particulares, pues los límites en las cantidades adecuadas son más amplios que en otros agentes y, además, es de fácil manipulación. El defloculante debe añadirse mientras la muestra está dispersándose mecánicamente en el agua.

El peso seco de la muestra para la prueba debe ser 50 g en suelos plásticos y 100 g en suelos arenosos; con esas cantidades se logran suspensiones uniformes suficientemente diluidas como para que durante la sedimentación, cada partícula no interfiera con las demás y, a la vez, apropiadas para realizar lecturas apreciables. El peso seco suele determinarse antes de la prueba; sin embargo, en suelos finos plásticos el secado puede producir ciertos cambios irreversibles en la fracción coloidal y, por ello, es recomendable que la muestra entre en suspensión con su contenido natural de humedad, para lo cual el peso seco deberá determinarse al final de la prueba; para ello deberá evaporarse la suspensión, secándola en un recipiente de gran superficie. El tiempo de secado se abrevia añadiendo unas gotas de ácido clorhídrico a la suspensión en el recipiente, pues se favorece la floculación del suelo, permitiendo la extracción del agua limpia por medio de un sifón.

ANEXO V-b

Procedimiento de prueba para el análisis por medio del hidrómetro

V-b.1. Equipo necesario

1. Un hidrómetro graduado para medir pesos específicos relativos, calibrado a 20°C y con escala de 0.995 a 1.060.
2. Una balanza con 0.1 g de aproximación y 800 g de capacidad.
3. Un batidor mecánico.
4. Una probeta de 1,000 cm^3.
5. Recipientes para evaporar.
6. Un termómetro, con aproximación de 0.1°C.
7. Un desecador.

Copyrighted material

Además, de la descripción de la prueba se desprenderá la necesidad de usar ciertas sustancias químicas, tales como, por ejemplo, defloculantes, etc. También se precisarán ciertos elementos de existencia obligada en todo laboratorio, como horno, espátulas, agua destilada, reloj, etc.

V-b.2. Calibración del hidrómetro

El hidrómetro se hunde en una suspensión hasta que su peso se equilibre con el peso de la suspensión desplazado por él; el hidrómetro mide, así, el peso específico relativo promedio de la suspensión desplazada. Según ya se dijo, sin embargo, la distancia de la superficie libre de la suspensión al centro del bulbo, indicada por la lectura del hidrómetro, debe corregirse. La calibración de un hidrómetro consiste precisamente en la determinación, para un aparato dado, de la verdadera altura de caída (H) en función de las lecturas realizadas. La calibración comprende los siguientes pasos:

1. Determínese el volumen del bulbo del hidrómetro V_H, por cualquiera de los dos procedimientos que sigue:

   a) Midiendo el volumen de agua desplazada por dicho bulbo; para ello úsese una probeta graduada de 1,000 cm³ con agua destilada hasta un cierto nivel, sumérjase el hidrómetro y léase el nuevo nivel; la diferencia de las dos lecturas es el volumen del bulbo, si se desprecia, como es usual, el efecto del vástago.

   b) A partir del peso del hidrómetro, pesando éste con aproximación de 0.01 g (la balanza necesaria deberá añadirse a la lista de equipo, si se usa este procedimiento). Suele considerarse que el peso específico del hidrómetro es unitario, por lo que el peso en gramos es directamente el volumen en cm³. También en este caso se desprecia el efecto del vástago.

2. Determínese el área (A) de la probeta de 1,000 cm³ que se vaya a usar en la prueba; para ello mídase la distancia entre dos graduaciones. El área será igual al volumen indicado entre las graduaciones escogidas, dividido entre la distancia medida.

3. Mídanse las distancias de la marca de calibración inferior del vástago a cada una de las otras marcas (R_H).

4. Mídase la distancia desde el extremo superior del bulbo a la marca de calibración inferior del vástago. La distancia H_1, correspondiente a una lectura R_H, es la suma de las mediciones hechas en 3) y 4).

5. Mídase la distancia desde el extremo inferior al superior del bulbo. Esta medida se anota como h, altura del bulbo.

6. Calcúlense las verdaderas alturas H, correspondientes a cada marca de calibración en el vástago, R_H, con la fórmula:

$$H = H_1 + \tfrac{1}{2}\left(h - \frac{V_H}{A}\right) \qquad (5\text{–b.1})$$

Copyrighted material

7. Dibújese en una curva la relación $H - R_h$. Esta curva servirá para dibujar la escala R_H a la derecha de la H, en el nomograma para solución de la ley de Stokes (Fig. V-b.1).

V-b.3. Corrección por menisco

Se realizará como sigue:

1. Sumérjase el hidrómetro en agua destilada, limpia.
2. Háganse dos lecturas cuidadosas, una en la base y otra en el borde del menisco formado; su diferencia es la corrección por menisco, C_m; para tener la seguridad de que el menisco está bien desarrollado, lávese previamente el vástago con solución jabonosa o alcohol.

V-b.4. Procedimiento de prueba en suelos arcillosos

1. Pésese una cantidad de suelo con su contenido natural de agua, que equivalga a 30 ó 40 g de suelo seco.
2. Añádase 0.5 cm³ de solución de silicato de sodio a 40° Baumé a 300 cm³ de agua destilada y mézclese una parte con el suelo, de modo que, trabajado con espátula, alcance éste la consistencia de una pasta suave. A veces será necesario usar otra concentración de silicato de sodio u otro agente dispersor; para determinar el tipo apropiado de solución defloculante, deberán añadirse diferentes cantidades de estos productos a varias muestras de suspensión de suelo; tras reposar varias horas las muestras, podrá verse por simple observación la efectividad de los distintos defloculantes y concentraciones usados.
3. Transfiérase la pasta fabricada a un batidor mecánico y añádase el resto de la solución preparada según 2). Manténgase el conjunto en el batidor durante 15 minutos.
4. Determínese la corrección por el cambio en la densidad del agua destilada (C_d) debido a la adición del floculante. La corrección se calcula añadiendo a 1,000 cm³ de agua destilada en una probeta graduada, la cantidad de defloculante que vaya a usarse, introduciendo un hidrómetro y haciendo una lectura. La diferencia entre esta lectura y otra previamente hecha en agua destilada, es la corrección C_d.
5. Pásese la suspensión de suelo a una probeta graduada de 1,000 cm³, añadiendo agua destilada para completar exactamente los 1,000 cm³.
6. Agítese la probeta vigorosamente por lo menos durante 1 minuto, invirtiéndola frecuentemente, tapada con la mano.
7. Inmediatamente colóquese la probeta sobre una mesa fija, échese a andar un cronómetro e introdúzcase el hidrómetro sujetándolo hasta un poco más abajo de su nivel de flotación; después suéltesele dejándolo libre. El hidrómetro permanecerá en la suspensión durante 2 minutos, haciéndose lecturas en períodos de ½, 1 y 2 minutos. Tras esto, retírese suavemente el aparato, sumérjase en agua limpia y séquese con un paño. Siguiendo el mismo procedimiento háganse otras lecturas a los 4, 8, 15

Copyrighted material

y 30 minutos, una, dos y cuatro horas, y después una o dos veces al día, siempre retirando el hidrómetro tras cada lectura. Mídase la temperatura de la suspensión una vez durante los primeros 15 minutos, y después otra vez tras cada lectura. La introducción y extracción del hidrómetro debe hacerse muy suavemente, disponiendo de unos 10 segundos para cada operación. De vez en vez, lávese el vástago del hidrómetro con solución jabonosa, para permitir en cada lectura la completa formación del menisco. Antes de cada inmersión límpiese el hidrómetro con un paño suave.

La temperatura media en todo el período de la prueba no debe diferir de la temperatura a que se hizo una medida en más que $\pm 2°C$, a fin de tener garantía de que el error en la determinación del diámetro equivalente no sobrepase un 2%. Se logra este requerimiento si la máxima diferencia de temperatura en el cuarto en que se efectúe la prueba no sobrepasa 8°C. Debe tenerse en cuenta que un calentamiento no uniforme de la suspensión producirá corrientes de convección que afectan la sedimentación, por ello la probeta no debe estar al sol ni cerca de un horno.

Tapando la probeta entre cada dos lecturas se ayudará a impedir la evaporación de la suspensión.

8. Al concluir la prueba, determínese el peso seco del suelo contenido en la suspensión, pasando ésta a un recipiente evaporador y dejándola en él hasta que pierda su agua. Añadiendo al recipiente unas gotas de ácido clorhídrico y agitando suavemente, se logra, en menor tiempo, que la suspensión se precipite y que el agua arriba quede clara; esta agua puede retirarse con una pipeta, acelerando así el proceso de evaporación. Para pasar la suspensión de la probeta al recipiente evaporador, debe usarse agua de arrastre, a fin de evitar pérdidas de material.

V-b.5. Procedimiento de prueba en suelos arenosos

A cualquier suelo en el que más del 50%, en peso, pase la malla Tyler Nº 65 (0.208 mm), puede hacérsele directamente la prueba del hidrómetro. Si más del 50% se retiene en esa malla, es preciso separar primeramente su fracción gruesa y hacer la prueba del hidrómetro solamente a lo que pase la malla Nº 65 citada. Así pues, en este tipo de suelos, se hace preciso contar con ese tamiz, además del equipo mencionado en V-b.1. Todo el procedimiento descrito para suelos arcillosos es aplicable ahora, usando de 50 a 100 g de suelo. Este peso seco puede obtenerse antes de realizar la prueba.

V-b.6. Errores posibles en la prueba

Las hipótesis de la prueba, ya mencionadas, suponen, naturalmente, un cierto margen de error, al no satisfacerse por completo; pero además de esto, las siguientes son causas frecuentes de error:

Copyrighted material

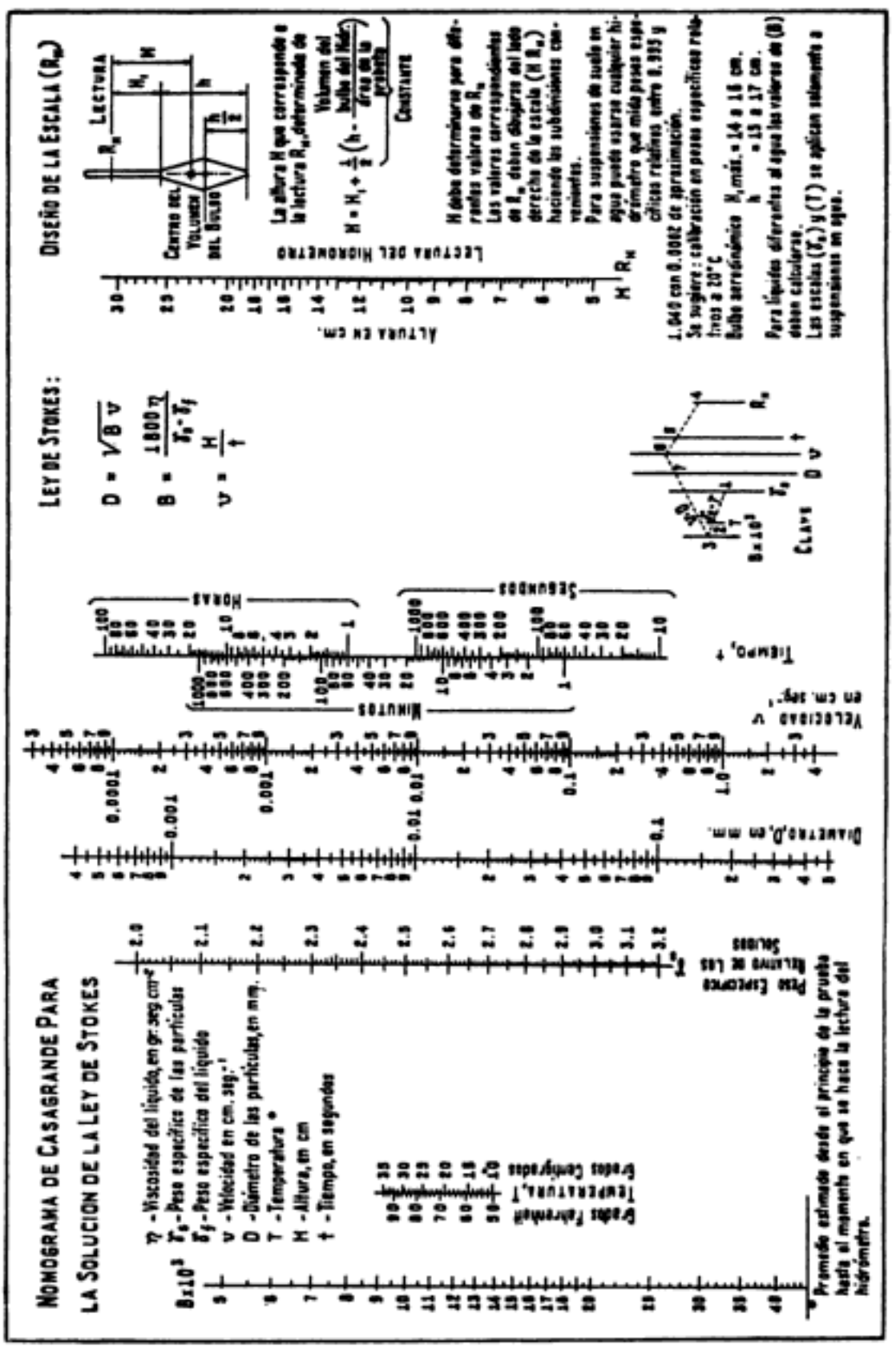


Figura V-b.1. Nomograma para la resolución de la ley de Stokes.

Copyrighted material

Obra _____ (Dependencia)

Localización: _____

Sondeo N°: _____

Fecha _____ Ensaye: _____

Operador: _____

Calculista: _____

ANALISIS POR HIDROMETRO

Muestra N°: _____ Prof.: _____

Descripción _____

Hidrómetro N° _____ Evaporador N° _____

$$W\% = \frac{100}{W_s}\,\frac{S_s}{S_s-1}\,(R_H + m_T - C_d)$$

Peso muestra + Evaporador _____

Tara:

Ws

$$W\% = 100 \frac{\quad}{\quad}\,(R_H + m_T - C_d) + \qquad (R_H + m_T - C_d)$$

Corrección por menisco C_m _____

Defloculante usado _____

Corrección por defloculante C_d _____

S_s _____

Cantidad: _____

Fecha	Temperatura	Hora	Tiempo Transcurrido	R'_H	$R_H = R'_H + C_m$	D en mm	$R_H + m_T - C_d$	W%	Observaciones

Observaciones _____

Copyrighted material

Obra: _____
Localización: _____
Sondeo N°: _____ Ensaye N°: _____
Muestra N°: _____ Prof.: _____
Descripción: _____
Peso de la muestra Total: _____

DEPENDENCIA

ANALISIS GRANULOMETRICO

FRACCION	PESO HUMEDO	CONTENIDO DE AGUA	PESO SECO	PORCENTAJE FRACCION
RETENIDA MALLA N°4				
PASA MALLA N°4				
SUMA				

	RETENIDO N°4	PASA N°4
RECIPIENTE N°		
TARA + MUESTRA HUMEDA		
TARA + MUESTRA SECA		
PESO AGUA		
TARA		
PESO MUESTRA SECA		
CONTENIDO DE AGUA		

Fecha: _____ Operador: _____ Calculista: _____

COMPOSICION GRANULOMETRICA DEL MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA N° 4

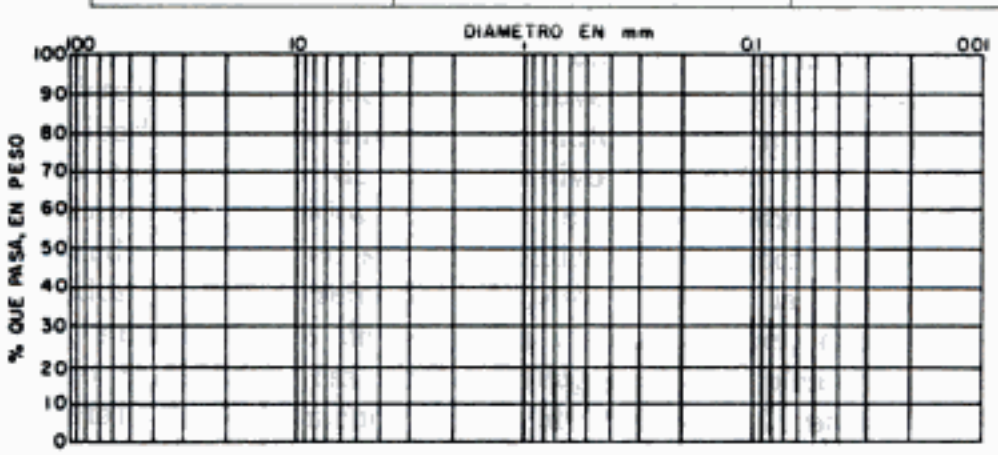
MALLA N°	ABERTURA	RECIPIENTE N°	TARA	TARA + SUELO RETENIDO	PESO SUELO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA
—	mm	—	gr	gr	gr	%	%	%

COMPOSICION GRANULOMETRICA DEL MATERIAL QUE PASA LA MALLA N° 4

Peso Muestra Húmeda: _____ Peso Muestra Seca: _____

MALLA N°	ABERTURA	RECIPIENTE N°	TARA	TARA + SUELO RETENIDO	PESO SUELO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA
—	mm	—	gr	gr	gr	%	%	%

GRAVA	ARENA	FINOS



D_{10} = _____ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____ = _____ > 5" = _____ %

D_{30} = _____ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____ = _____ G = _____ %

D_{60} = _____ S = _____ %

F = _____ %

Clasificación S.U.C.S. _____

Observaciones: _____

Obra _____ (Dependencia)
Localización: _____
Sondeo N°: _____

Fecha: _____ Ensaye: _____
Operador: _____
Calculista: _____

ANALISIS POR HIDROMETRO

Muestra N°: _____ Prof.: _____
Descripción _____

Hidrómetro N° _____ Evaporador N°: _____

$$W\% = \frac{100}{W_s}\,\frac{S_s}{S_s - 1}\,(R_H + m_T - C_d)$$

Peso muestra + Evaporador _____
Tara:
Ws

$$W\% = 100 \,\frac{\quad}{\quad}\, (R_H + m_T - C_d) = \qquad (R_H + m_T - C_d)$$

Corrección por menisco C_m _____
Defloculante usado _____
Corrección por defloculante C_d _____

S_s _____
Cantidad: _____

Fecha	Temperatura	Hora	Tiempo Transcurrido	R'_H	$R_H = R'_H + C_m$	D en mm	$R_H + m_T - C_d$	W%	Observaciones

Observaciones _____

Copyrighted material

1. El uso de una cantidad o un tipo no adecuados de defloculante; la selección conveniente no responde a reglas fijas y varía para diferentes tipos de suelo.

2. La insuficiente agitación previa de la probeta. Si la suspensión se sedimenta parcialmente antes del agitado, puede ser preciso efectuar éste durante mucho más que un minuto.

3. La falta de cuidado en la introducción y extracción del hidrómetro, el no retirar éste tras una lectura, después de los primeros 2 minutos.

4. El que el vástago no esté limpio, lo cual hace que el menisco no se desarrolle por completo.

5. La no uniformidad de la temperatura de la suspensión durante la prueba.

6. La pérdida de suelo, al transferir la suspensión al recipiente evaporador.

7. Cantidad insuficiente o excesiva de suelo.

8. En suelos arcillosos, el obtener el peso seco antes de la prueba, en lugar de después de ella.

9. Una variación excesiva de la temperatura durante la prueba.

V-b.7. Nomograma

Los cálculos para la aplicación de la ley de Stokes pueden realizarse con el nomograma de la Fig. V-b.1.

ANEXO V-c

Procedimiento de prueba para un análisis mecánico combinado

Cuando un suelo contiene a la vez suficiente material grueso y fino como para ameritar un análisis por medio de mallas y otro por hidrómetro, se hace necesario emplear un procedimiento de análisis mecánico combinado. Si predominan en el suelo los tamaños finos, puede efectuarse la prueba del hidrómetro con la muestra total, tras lo cual, la suspensión deberá cribarse a través del tamiz Nº 100 (0.149 mm) ó 140 (0.105 mm), secando el material retenido antes de someterlo al análisis por mallas. Cuando la fracción predominante en el suelo sea la gruesa, es recomendable ejecutar la separación de las fracciones gruesa y fina antes del análisis por hidrómetro, lo cual puede lograrse cribando la muestra, ayudando su paso con agua (lavado), a través de la malla Nº 200 o por decantaciones sucesivas.

Un procedimiento apropiado para ejecutar un análisis combinado se indica en lo que sigue.

V-c.1. Equipo necesario

El mismo mencionado en V-b.1 para la prueba del hidrómetro más un juego de mallas.

Copyrighted material

En la tabla siguiente se muestran las mallas Tyler estándar y U.S. Bureau of Standards con sus correspondientes aberturas.

TABLA 5-c.1

Tyler estándar		*U.S. Bureau of Standards*	
Malla	*Abertura mm*	*Número*	*Abertura mm*
3″	76.2	4″	101.6
2″	50.8	2″*	50.8
—	26.67	1″*	25.4
—	18.85	3/4″*	19.1
—	13.33	1/2″*	12.7
—	9.423	3/8″*	9.52
3	6.680	1/4″	6.35
4	4.699	4 *	4.76
6	3.327	6	3.36
8	2.362	8	2.38
9	1.981	10 *	2.00
10	1.651	12	1.68
14	1.168	16	1.19
20	0.833	20 *	0.840
28	0.589	30	0.590
35	0.417	40 *	0.420
48	0.295	50	0.297
60	0.246	60 *	0.250
65	0.208	70	0.210
100	0.147	100 *	0.149
150	0.104	140	0.105
200	0.074	200 *	0.074
270	0.053	270	0.053
400	0.038	400	0.037

En general, sólo algunas mallas son suficientes para definir convenientemente una curva granulométrica.

Por ejemplo, en la Secretaría de Obras Públicas de México, se usan las mallas señaladas con asterisco, en pruebas de rutina.

V-c.2. Procedimiento de prueba

La realización de la prueba puede ajustarse a lo que sigue:

1. Séquese la muestra en un horno y pésese. En suelos que contengan poca cantidad de partículas mayores de 1/4″ (6.35 mm) deberán usarse unos 200 g de material. En suelos gruesos (con gravas en cantidad apreciable) se usarán 200 g de suelo seco menor que 1/4″ (6.35

Copyrighted material

mm) más una cantidad suficiente de material mayor. Los finos deberán separarse por decantación, según se indicará en los párrafos siguientes.

2. Llénese una probeta con agua destilada a la temperatura ambiente, hasta un poco abajo de la marca de 1,000 cm^3. A esta agua se le añadirá el defloculante necesario, mezclándolo bien.

3. Colóquese la muestra en un recipiente evaporador y añádanse 150 cm^3, aproximadamente, de la solución mencionada en 2).

4. Retírense, a mano, todas las partículas mayores de 1/4" (6.35 mm), lavándolas en el recipiente evaporador, para que queden bien limpias; estas partículas se colocarán en otro recipiente evaporador.

5. Lávese la muestra que haya quedado, ayudándose con una cuchara durante uno o dos minutos; tras ello, pásese la muestra en suspensión a otra probeta de 1,000 cm^3, cuidando no perder material.

6. Añádanse otros 100 cm^3 de la primera probeta al recipiente evaporador y repítase la etapa 5); hágase esto varias veces, hasta tener la seguridad de que los gruesos del recipiente evaporador están totalmente limpios de finos.

7. Vuélvanse a poner en el recipiente evaporador las partículas mayores de 1/4" (6.35 mm) retiradas en 4), y pásese el conjunto a un horno de temperatura constante (105–110°C).

8. Pásese el agua que haya quedado en la primera probeta a la segunda, que contiene los finos en suspensión, completando ésta con agua destilada a la temperatura ambiente, hasta la marca de 1,000 cm^3.

9. Realícese la prueba del hidrómetro a la suspensión contenida en la probeta, siguiendo las normas indicadas en el Anexo V-b de este capítulo. Los porcentajes obtenidos se referirán a la muestra total.

10. Tras sacar del horno la fracción gruesa, enfríesela en un desecador y pésesela.

11. Colóquese la fracción gruesa en un juego de mallas, dispuesto en orden descendente de aberturas, incluyendo tapa y charola y efectúese un cribado vigoroso durante 5 minutos, como mínimo; es conveniente, para ello, disponer de un dispositivo mecánico especial (ro-tap).

12. Pésense los retenidos en cada malla, cuidando que ninguna partícula quede adherida en sus entramados. Se obtienen así los porcentajes retenidos parciales, referidos al peso total de la muestra. Estos porcentajes, sumados a los de todas las mallas mayores, dan el porcentaje retenido total hasta esa cierta malla, cuyo complemento a 100% es el porcentaje de suelo menor que la abertura de tal malla. Con tales datos puede dibujarse la curva acumulativa.

V-c.3. Errores posibles

Los errores que más frecuentemente pueden producirse en la prueba del hidrómetro han sido ya señalados en el Anexo V-b de este capítulo. Los errores adicionales más importantes son:

1. Lavado insuficiente de los tamaños gruesos antes de efectuar la prueba del hidrómetro. Si la muestra tiene finos arcillosos, el error puede

Copyrighted material

ser muy importante y puede evitarse no secando la muestra antes del análisis, lo que hace necesario obtener el peso seco después de la prueba, evaporando la suspensión.

2. Pérdida de agua de lavado, con contenido de finos, por manipulación descuidada. Es recomendable tener el recipiente evaporador y la probeta sobre un receptáculo de metal, a fin de poder recuperar cualquier pérdida ocurrida en el traspaso.

3. Arrastre de arena gruesa en el agua de lavado; ello produce un incremento aparente en los porcentajes de tamaños comprendidos entre 0.1 y 0.05 mm. Si esto ocurre o hay duda de que pueda haber ocurrido, es recomendable incluir el residuo, detenido por evaporación tras la prueba del hidrómetro, en la fracción más gruesa, antes de su cribado en las mallas, lavando el material a través de ellas, si es preciso.

Copyrighted material

Obra: _____
Localización: _____
Sondeo N°: _____ Ensaye N°: _____
Muestra N°: _____ Prof.: _____
Descripción: _____
Peso de la muestra Total: _____

DEPENDENCIA

ANALISIS GRANULOMETRICO

FRACCION	PESO HUMEDO	CONTENIDO DE AGUA	PESO SECO	PORCENTAJE FRACCION
RETENIDA MALLA N°4				
PASA MALLA N°4				
SUMA				

	RETENIDO N°4	PASA N°4
RECIPIENTE N°		
TARA + MUESTRA HUMEDA		
TARA + MUESTRA SECA		
PESO AGUA		
TARA		
PESO MUESTRA SECA		
CONTENIDO DE AGUA		

Fecha: _____ Operador: _____ Calculista: _____

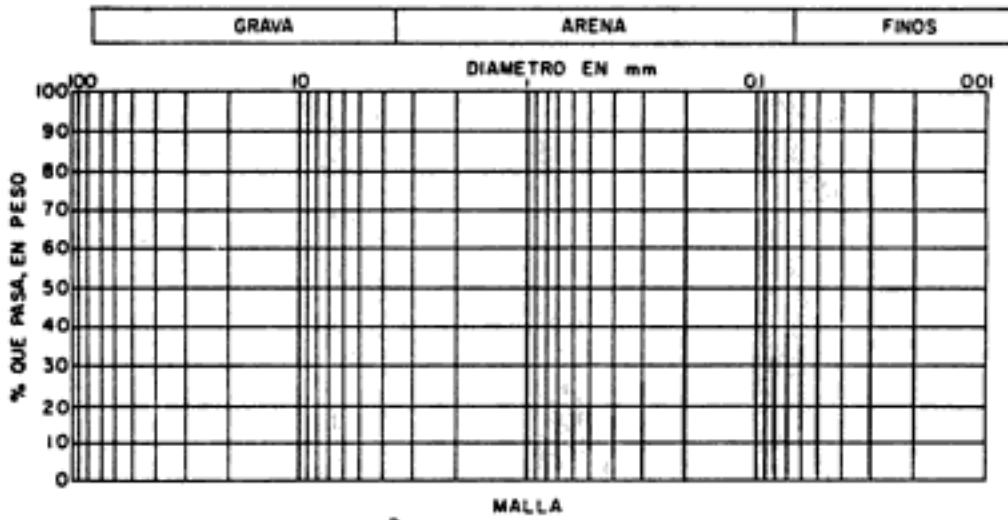
COMPOSICION GRANULOMETRICA DEL MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA N° 4

MALLA N°	ABERTURA	RECIPIENTE N°	TARA	TARA + SUELO RETENIDO	PESO SUELO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA
—	mm	—	gr	gr	gr	%	%	%

COMPOSICION GRANULOMETRICA DEL MATERIAL QUE PASA LA MALLA N° 4

Peso Muestra Húmeda: _____ Peso Muestra Seco: _____

MALLA N°	ABERTURA	RECIPIENTE N°	TARA	TARA + SUELO RETENIDO	PESO SUELO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA
—	mm	—	gr	gr	gr	%	%	%



D_{10} = _____ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____ = _____ > 5" = _____ %
D_{30} = _____ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____ = _____ G = _____ %
D_{60} = _____ S = _____ %
F = _____ %

Clasificación S.U.C.S. _____

Observaciones: _____

Copyrighted material

ANEXO V-d

Problemas ilustrativos

1. Trace en papel semilogarítmico las curvas granulométricas para los cuatro suelos cuyos datos se tabulan. Anote sus diámetros efectivos y los valores respectivos de C_u y C_c. Dibuje la escala del S.U.C.S. en la parte inferior de la gráfica, para distinguir la grava, la arena y los finos.

	Depósito glacial		*Arena media*		*Arena fina*		*Limo inorgánico*	
Malla No.	*Tamaño mm.*	*% menor*	*Tamaño mm.*	*% menor*	*Tamaño mm.*	*% menor*	*Tamaño mm.*	*% menor*
	18.85	93.7						
4	4.70	84.0						
10	1.65	75.3						
20	0.833	65.5						
28	0.589							
35	0.417	53.8	0.417	99.5	0.417	99.5	0.077	98.5
48	0.295		0.295	72.0			0.039	94.0
65	0.208		0.208	25.6			0.028	89.5
100	0.147	32.7	0.147	6.4	0.147	91.5	0.021	81.5
150	0.104		0.104	0.1	0.104	82.0	0.016	69.0
200	0.074	21.0			0.074	60.0	0.123	57.0
	0.070	15.6			0.067	50.0	0.0096	47.5
	0.039	10.1			0.057	40.0	0.0066	36.0
	0.028	7.5			0.040	25.0	0.0044	27.0
	0.016	4.2			0.030	18.0	0.0023	18.0
	0.013	3.1			0.020	10.3	0.0015	13.5
	0.0080	1.6			0.011	6.0	0.00078	6.0
	0.0029	0.5						

2. Una muestra de 59.1 g de suelo se somete a un análisis mecánico, con los siguientes resultados:

MALLA Nº	RETENIDO, EN GRAMOS
20	2.8
40	3.4
60	8.5
140	6.7
200	10.2

Además, una prueba de sedimentación mostró que 24.6 gr son menores que 0.005 mm y que 1.4 g son menores que 0.0005 mm.

Dibuje la curva granulométrica y calcule D_{10}, C_u y C_c.

Respuesta:

$D_{10} =$ 0.00073 mm.
$C_u =$ 138.
$C_c =$ 5.42

Copyrighted material

3. En una prueba de granulometría se han tenido los siguientes resultados.

Peso bruto del material: 32.810 kg.

MALLA Nº	RETENIDO, EN KG.
1½"	0.997
1"	2.580
¾"	1.445
½"	1.759
⅜"	1.520
¼"	1.645
Nº 4	Pasaron 22.680 kg.

De la fracción que pasó la malla Nº 4 se tomaron 200 g y se sometieron a análisis mecánico, con los siguientes resultados:

MALLA Nº	RETENIDO, EN GRAMOS
10	33.1
20	25.3
40	23.9
60	20.1
100	18.5
200	15.6
Pasa malla Nº 200	58.5

Dibuje la curva granulométrica del material y calcule su D_{10}, C_u y C_c

Respuesta:

$$D_{10} = 0.006 \text{ mm.}$$
$$C_u = 140.$$
$$C_c = 0.86.$$

Referencias

1. Tyler, W. S., Co.—*Catálogo 53*—Cleveland, Ohio.—1947.

Bibliografía

The Hydrometer Method for Mechanical Analysis of Soils and other Granular Materials—A. Casagrande—Cambridge, Mass.—1931.

Fundamentals of Soil Mechanics—D. W. Taylor—John Wiley and Sons, Inc. 1956.

La Mecánica de los Suelos en la Ingeniería Práctica—K. Terzaghi y R. B. Peck (Trad. O. Moretto)—Ed. El Ateneo—1955.

Mecánica del Suelo—J. A. Jiménez Salas—Ed Dossat—1954.

Soil Testing for Engineers—T. W. Lambe—John Wiley and Sons—1958.

Laboratory Testing in Soil Engineering—T. N. W. Akroyd—G. T. Foulis and Co. 1957.

Instructivo para Ensaye de Suelos—Secretaría de Recursos Hidráulicos—México —1954.

NOTA: El presente capítulo ha sido elaborado prestando especial atención a un resumen de las clases impartidas por los profesores doctor A. Casagrande e ingeniero S. D. Wilson en la Universidad de Harvard, Estados Unidos.

Copyrighted material

VI

Plasticidad

VI-1. Generalidades y definiciones

Existen suelos que al ser remoldeados, cambiando su contenido de agua si es necesario, adoptan una consistencia característica, que desde épocas antiguas se ha denominado *Plástica*. Estos suelos han sido llamados arcillas, originalmente, por los hombres dedicados a la cerámica; la palabra pasó a la Mecánica de Suelos, en épocas más recientes, con idéntico significado. La plasticidad es, en este sentido, una propiedad tan evidente que ha servido antaño para clasificar suelos en forma puramente descriptiva. Pronto se reconoció que existía una relación específica entre la plasticidad y las propiedades fisicoquímicas determinantes del comportamiento mecánico de las arcillas. En ese momento la plasticidad se convirtió en una propiedad ingenieril de interés científico estricto, dejando de ser una cualidad puramente descriptiva o de trabajabilidad en cerámica; las investigaciones posteriores han probado que la plasticidad de un suelo es debida a su contenido de partículas más finas de forma laminar. Ya se ha visto (capítulo IV) que la forma laminar ejerce una influencia importante en la compresibilidad del suelo, mientras que el pequeño tamaño propio de esas partículas hace que la permeabilidad del conjunto sea muy baja; existe, así, una relación entre la plasticidad y ésas y otras propiedades físicas de importancia.

Por otra parte, en épocas recientes, otras ramas de la ingeniería han desarrollado otra interpretación del concepto plasticidad, fundándose en las características esfuerzo-deformación de los materiales. Cuando un material se sujeta a esfuerzos de tensión uniaxial, por ejemplo, su comportamiento mecánico está descrito por su relación esfuerzos-deformaciones, una hipótesis referente a su compresibilidad y un criterio de fluencia. La forma de una curva esfuerzo-deformación depende, naturalmente, de

Copyrighted material

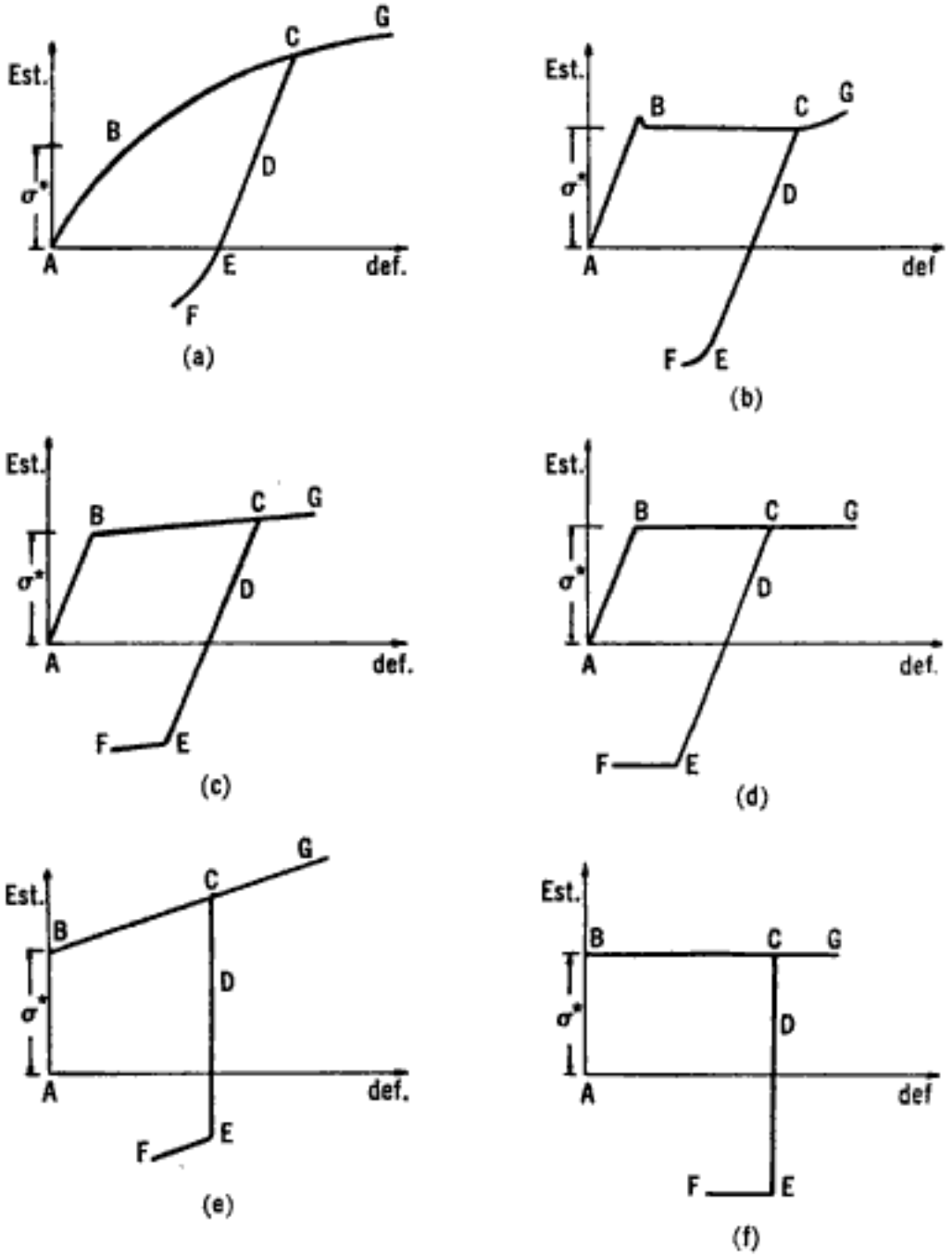


Figura VI-1. Distintas curvas esfuerzo-deformación.

a) Concreto
b) Hierro dulce
c) Material elasto-plástico; con endurecimiento por deformación
d) Material elasto-plástico perfecto
e) Material rígido-plástico; con endurecimiento por deformación
f) Material rígido-plástico perfecto.

Copyrighted material

las características del material con que se trabaje, pero la investigación ha permitido establecer algunos hechos comunes a muchos materiales. Por ejemplo, para esfuerzos lo suficientemente pequeños en cada caso, la relación esfuerzo-deformación es reversible (comportamiento elástico); para valores mayores del esfuerzo, sin embargo, la relación se hace irreversible, teniéndose un comportamiento llamado plástico.

La transición entre los estados plástico y elástico puede ser abrupta (Fig. VI-1.b) o gradual (Fig. VI-1.a); en el primer caso resalta el esfuerzo de transición, en el segundo ha de ser convencionalmente definido. Las curvas esfuerzo-deformación de los materiales reales no resultan a veces apropiadas para ser utilizadas en la teoría, por lo cual se hace necesario frecuentemente recurrir a idealizaciones más sencillas y esquemáticas. Por ejemplo, la curva (*c*) (Fig. VI-1) es una simplificación de la (*a*) de la misma figura; en este caso el segmento $\overline{AB}$ representa el comportamiento elástico y el $\overline{BC}$, el plástico; si $\overline{BC}$ fuera horizontal (como en el caso *d* o en el *f*) se diría que el comportamiento representado es perfectamente plástico. Hay ocasiones en que las deformaciones elásticas son despreciables en comparación con las plásticas; en tal caso son posibles las idealizaciones del tipo (*e*) y (*f*) de la Fig. VI-1 (sólidos rigido-plásticos). En lo anterior no hay modo de distinguir el comportamiento plástico del elástico no lineal; para realizar la distinción es preciso considerar a la curva que se obtiene al descargar al material; en los materiales elásticos no lineales la curva de descarga regresa al origen redescribiendo la misma gráfica correspondiente al proceso de carga; en los materiales plásticos el proceso de carga es irreversible; es decir, la curva de descarga toma una forma distinta y al esfuerzo cero corresponde al final una deformación permanente.

La distinción entre el comportamiento plástico y el elástico se ha de establecer claramente, puesto que las conclusiones y criterios del ingeniero ante ambas posibilidades son muy diferentes. Naturalmente no es éste el lugar apropiado para establecer detalladamente la distinción, que comprende dos aspectos básicos: la influencia de la historia previa de esfuerzos y deformaciones del material y la razón de variación actual de esos esfuerzos.

El primer aspecto se relaciona con dos características, llamadas "puntos de fluencia" (de tensión y compresión), teniendo el material comportamiento elástico mientras el esfuerzo actual se mantenga entre esos límites; al principio esas dos características son numéricamente iguales y, en el caso de un material perfectamente plástico, se conservan constantes. Pero para materiales en que haya endurecimiento por deformación progresiva, los valores de esos límites dependen de la historia de esfuerzos. Por ejemplo, en la Fig. VI-1, (*a*), (*c*) y (*e*), en la zona *D* los puntos de fluencia en tensión y compresión son los esfuerzos en *C* y *E*, respectivamente, mientras que, inicialmente, eran $\pm\sigma^*$, siendo σ^* el esfuerzo en el punto *B*. Pero aún si el esfuerzo no se mantiene entre los límites anteriores, es preciso que se cumpla una segunda condición para poder considerar su comportamiento plástico; es necesario que la razón

Copyrighted material

de variación de los esfuerzos no disminuya en el punto de fluencia de tensión y no aumente en el punto de fluencia de compresión. Por ejemplo, el punto *C* (Fig. VI-1) puede tener comportamiento plástico si los esfuerzos varían hacia *CG* o elástico, si lo hacen hacia *CD*.

En Mecánica de Suelos el concepto plasticidad se ha introducido a partir como queda dicho, de ideas más antiguas y primarias que las que arriba se han expuesto y solamente después se comprobó que las ideas ya adquiridas podrían hasta cierto punto fundamentarse mejor, teórica-

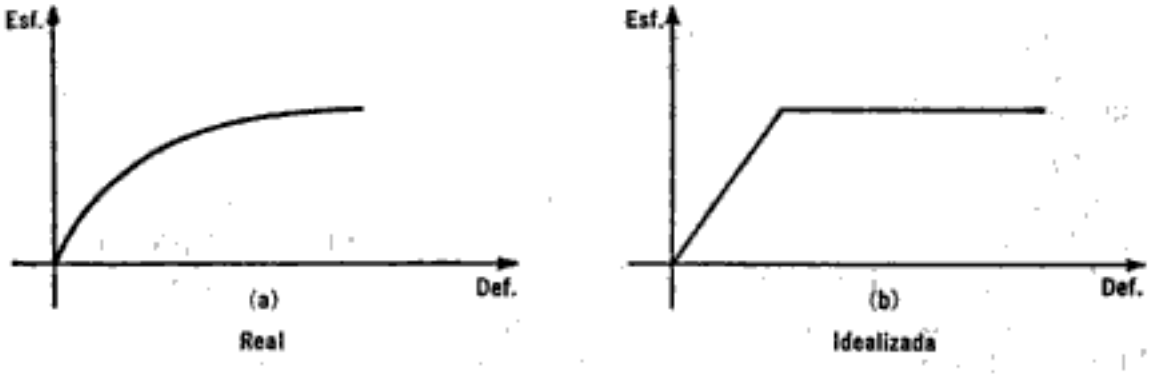


Figura VI-2. Gráficas real e idealizada de una arcilla en su intervalo plástico.

mente, recurriendo a las relaciones esfuerzo-deformación. En la Fig. VI-2 se muestran las curvas real e idealizada de la relación esfuerzo-deformación de una arcilla suave en su intervalo plástico. Puede notarse su similitud con las curvas presentadas en la Fig. VI-1. De este modo la Mecánica de Suelos se relaciona con las Teorías de la Plasticidad y Elasticidad, cuyos estudios son parcialmente aplicables a ella. Desafortunadamente el desarrollo de estas disciplinas y su aplicación están aún incompletamente realizados y puede decirse que mucho falta por hacer en este campo.

Resulta muy útil, en nuestros días, seguir manejando en Mecánica de Suelos un concepto simple de plasticidad, basado en ideas con un sentido físico inmediato, incorporando las conclusiones aplicables de la Teoría de la Plasticidad en forma gradual, en etapas más avanzadas del estudio y siempre con un criterio que permita adoptar puntos de vista teóricos claramente confirmados por la experimentación y el laboratorio.

Al tratar de definir en términos simples la plasticidad de un suelo, no resulta suficiente decir que un suelo plástico puede deformarse y remoldearse sin agrietamiento, pues una arena fina y húmeda tiene esas características cuando la deformación se produce lentamente y, sin embargo, no es plástica en un sentido más amplio de la palabra; hay entre el comportamiento de la arcilla y el de la arena en cuestión una importante diferencia: el volumen de la arcilla permanece constante durante la deformación, mientras que el de la arena varía; además, la arena se desmorona en deformación rápida.

Copyrighted material

En Mecánica de Suelos puede definirse la *plasticidad* como la *propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.* Con esta definición se logra circunscribir la propiedad a las arcillas en ciertas circunstancias, según se verá más adelante.

Los experimentos realizados por Atterberg, Terzaghi y Goldschmidt han revelado que la plasticidad de los suelos se debe a la carga eléctrica de las partículas laminares, que generan campos, que actúan como condensadores e influyen en las moléculas bipolares del agua según ya se mencionó (capítulo II); en los suelos plásticos, el espesor de estas capas de agua sólida y viscosa influidas es grande, y su efecto en la interacción de las partículas de suelo determinan su plasticidad. Si esta hipótesis, desarrollada sobre todo por Goldschmidt, fuera correcta, otros líquidos bipolares mezclados con polvo de arcilla deberían de producir suelos plásticos, mientras que los líquidos monopolares generarían suelos exentos de tal propiedad; Goldschmidt demostró que tales hechos se revelaban claramente en el laboratorio. También se vio que las partículas equidimensionales, de pequeña relación área a volumen y, por lo tanto, la escasa actividad eléctrica superficial, nunca constituyen suelos plásticos, independientemente de su tamaño y otros factores (experimentos de Atterberg).

VI-2. Estados de consistencia. Límites de plasticidad

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, de los cuales uno solo, el debido a Atterberg, se mencionará en lo que sigue. Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma, con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos, existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente. En segundo lugar, Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige, para ser expresada en forma conveniente, la utilización de dos parámetros en lugar de uno solo, como hasta su época se había creído; además, señaló esos parámetros y un modo tentativo, hoy perfeccionado, de valuarlos.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.

Copyrighted material

4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.

5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de *límites de consistencia*.

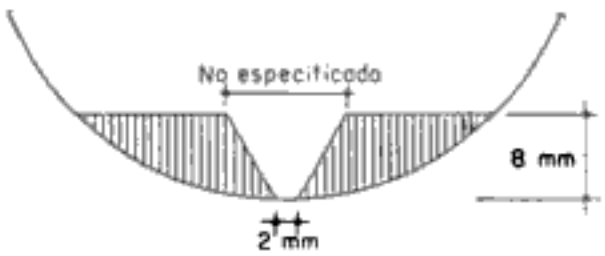


Figura VI-3. Esquema del suelo colocado en la cápsula y ranurado para determinar su límite líquido según Atterberg.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg *límite líquido*, nombre que hoy se conserva. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en un cápsula, formando en él una ranura, según se muestra en la fig. VI-3, y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura; el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

El procedimiento descrito resultó suficiente para Atterberg, que manejaba un laboratorio cuyo personal estaba entrenado por él mismo. Sin embargo, es de notar que muchos detalles de la prueba quedan sin especificar y la experiencia demuestra que esos detalles son de trascendencia en los resultados de la misma.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg *límite plástico* y definida también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg rolaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en tal momento era la frontera deseada. A esta prueba se le puede señalar el mismo inconveniente indicado para la de límite líquido, en lo que se refiere a su realización en otros laboratorios diferentes del de Atterberg.

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado *límites de plasticidad*.

Copyrighted material

Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estando éste con el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada *índice plástico*, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más fácil determinación, por lo que sugirió su uso, en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$I_p = LL - LP \tag{6-1}$$

Además de los límites de plasticidad (líquido y plástico) ya señalados, Atterberg definió otros límites de consistencia, que se mencionan a continuación:

1. El límite de adhesión, definido como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica, por ejemplo, una espátula. Es de importancia en agricultura.
2. El límite de cohesión, definido como el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.
3. El límite de contracción, frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido con el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

De estos límites, sólo el de contracción presenta un interés definido en algunas importantes aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Este límite se manifiesta visualmente por un característico cambio de tono oscuro a más claro que el suelo presenta en su proximidad, al irse secando gradualmente. Atterberg lo determinaba efectuando mediciones durante el proceso de contracción.

En épocas recientes (1948) se definió en Noruega el *límite de firmeza*, de importancia en arcillas extrasensitivas; se ha visto en él un límite para la posibilidad de licuación de tales arcillas bajo la acción de causas no bien definidas. A este límite le corresponden, por lo general, contenidos de agua bastante mayores que el límite líquido. En laboratorio se determina por el mínimo contenido de agua que hace que una pasta de arcilla bien mezclada, fluya por peso propio en un tubo estándar de 11 mm de diámetro, tras 1 minuto de reposo.

VI-3. Determinación actual del límite líquido

Cuando la plasticidad se convirtió en una propiedad índice fundamental, a partir de la utilización que Terzaghi y Casagrande hicieron de ella, la determinación de los límites de plasticidad se transformó en prueba de rutina en todos los laboratorios; en este caso, los métodos de Atterberg se revelaron ambiguos, dado que la influencia del operador es grande y que muchos detalles, al no estar especificados, quedaban a su elección. En vista de lo cual, Terzaghi sugirió a Casagrande[1,2] la tarea

Copyrighted material

Figura VI-4. Detalles de la copa de Casagrande.

de elaborar un método de prueba para la determinación del límite líquido estandarizando todas sus etapas, de modo que operadores diferentes en laboratorios distintos obtuviesen los mismos valores.

Como resultado de tal investigación nació la técnica basada en el uso de la Copa de Casagrande (Fig. VI-4) que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solidario del mismo material; el tacón y la copa giran en torno a un eje fijo unido a la base. Una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente, golpeándose contra la base del dispositivo, que es de hule duro o micarta 221. La altura de caída de la copa es, por especificación, de 1 cm, medido verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer, hasta la base misma, estando la copa en su punto más alto. Es importante que este ajuste se haga con todo cuidado, usando un prisma metálico de 1 cm de lado, para hacer la calibración; este prisma se introduce entre base y copa, cuidando que su arista superior quede en contacto con el punto de la copa que golpee la base. (En las copas usadas este punto se delata por la brillantez causada por el desgaste.)

La copa es esférica, con radio interior de 54 mm, espesor 2 mm y peso 200 ± 20 g incluyendo el tacón.

Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapecial con las dimensiones mostradas en la Fig. VI-5.

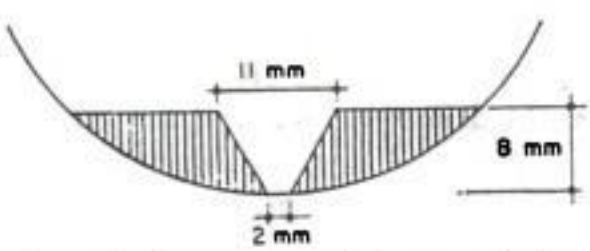


Figura VI-5. Dimensiones de la ranura en la copa de Casagrande.

Para hacer la ranura debe usarse el ranurador laminar que aparece en la Fig. VI-6. La copa se sostiene con la mano izquierda, con el tacón hacia arriba y el ranurador se pasa a través de la muestra, manteniéndolo normal a su superficie, a lo largo del meridiano que pasa por el centro del tacón, con un movimiento de arriba hacia abajo.

Copyrighted material

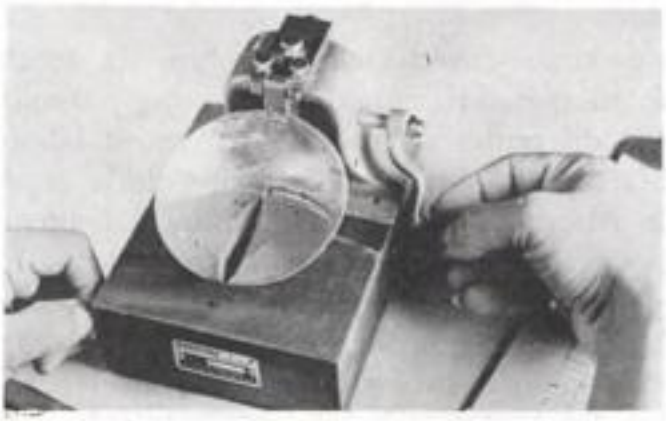


Figura VI-6. Conjunto de la copa de Casagrande con ranurador laminar.

En poco tiempo se adquiere la soltura necesaria para hacer una ranura apropiada, con una sola pasada suave del ranurador, en una arcilla bien mezclada, sin partículas gruesas. En mezclas no uniformes o con partículas gruesas, los bordes de la ranura tienden a rasgarse, cuando esto suceda el suelo ha de volver a remoldearse con la espátula, colocándolo de nuevo y formando otra vez la ranura. En los suelos con arena o con materia orgánica no se puede formar la ranura con el ranurador, debiendo usarse entonces la espátula, utilizando el ranurador sólo para verificar las dimensiones.

En ocasiones se ha usado otro tipo de ranurador, curvo con sección trapecial, que no rebana el suelo al ser introducido en él, sino que forma la ranura desplazándolo, lo cual hace que se rompa la adherencia entre el suelo y la copa, especialmente en suelos arenosos; en tal caso los golpes hacen que el suelo deslice, cerrándose más pronto la ranura por la falta de aquella adherencia; por tal causa este ranurador no es aconsejable.

La prueba se ejecuta según se indica en el Anexo VI-a de este capítulo, en un cuarto húmedo. Un ambiente seco afecta la exactitud de la prueba debido a la evaporación durante el remoldeo y manipulación en la copa; esto es suficiente para que el número de golpes muestre un incremento demasiado rápido.

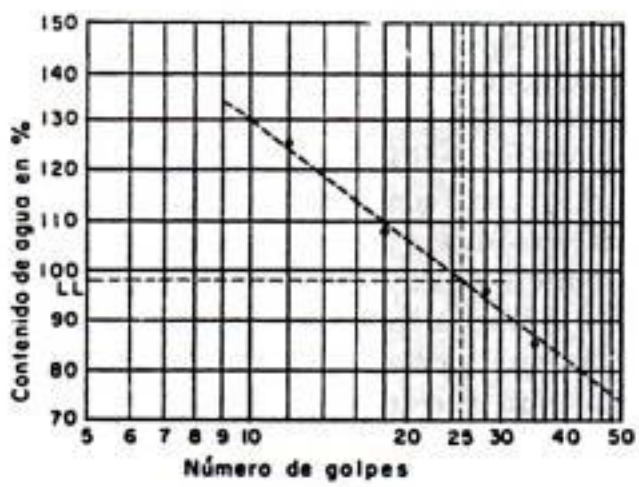


Figura VI-7. Determinación del límite líquido en la curva de flujo.

Copyrighted material

A partir de extensas investigaciones sobre los resultados obtenidos por Atterberg con su método original ya descrito y usando determinaciones efectuadas por diferentes operadores en varios laboratorios, se estableció que el límite líquido obtenido por medio de la copa de Casagrande corresponde al de Atterberg, si se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm (½"), con 25 golpes en la copa. Esta correlación permitió incorporar a la experiencia actual toda la adquirida previamente al uso de la copa.

De hecho, el límite líquido se determina conociendo 3 ó 4 contenidos de agua diferentes en su vecindad, con los correspondientes números de golpes y trazando la curva Contenido de agua—Núm. de golpes. La ordenada de esa curva correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido. Se encontró experimentalmente (A. Casagrande) que usando papel semilogarítmico (con los contenidos de agua en escala aritmética y el número de golpes en escala logarítmica), la curva anterior, llamada de fluidez, es una recta cerca del límite líquido. En la Fig. VI-7 aparece esa curva y el modo de determinar el límite líquido.

La ecuación de la curva de flujo es:

$$w = - F_w \log N + C \qquad (6\text{–}2)$$

w = Contenido de agua, como porcentaje del peso seco.
F_w = Indice de fluidez, pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.
N = Número de golpes. Si N es menor de 10, aproxímese a medio golpe; por ejemplo, si en el 6º golpe se cerró la ranura 0.63 cm (¼") y en el 7º se cerró 1.9 cm (¾"), repórtense 6.5 golpes.
C = Constante que representa la ordenada en la abscisa de 1 golpe; se calcula prolongando el trazo de la curva de fluidez.

Para construir la curva de fluidez sin salirse del intervalo en que puede considerarse recta, A. Casagrande recomienda registrar valores entre los 6 y los 35 golpes, determinando 6 puntos, tres entre 6 y 15 golpes y tres entre 23 y 32. Para consistencias correspondientes a menos de 6 golpes se hace ya muy difícil discernir el momento del cierre de la ranura y si ésta se cierra con más de 35 golpes, la gran duración de la prueba causa excesiva evaporación. En pruebas de rutina basta con determinar 4 puntos de la curva de fluidez.

La fuerza que se opone a la fluencia de los lados de la ranura proviene de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, por lo que el número de golpes requerido para cerrar la ranura es una medida de esa resistencia, al correspondiente contenido de agua. De lo anterior puede deducirse que la resistencia de todos los suelos en el límite líquido debe ser la misma, siempre y cuando el impacto sirva solamente para defor-

Copyrighted material

mar al suelo, como es el caso de los suelos plásticos; pero en el caso de los suelos no plásticos (arenosos), de mayor permeabilidad que las arcillas, las fuerzas de impacto producen un flujo del agua hacia la ranura, con la consecuencia de que el suelo se reblandece en las proximidades de aquélla, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante; por ello en esos suelos, el límite líquido ya no representa un contenido de agua para el cual el suelo presente una resistencia al corte definida. Por medio de pruebas de laboratorio se determinó que el límite líquido de un suelo plástico corresponde a una resistencia al corte de 25 g/cm². La hipótesis de que el número de golpes es una medida de la resistencia al corte del suelo, fue enunciada por A. Casagrande y se confirma por el hecho de que una gráfica semilogarítmica de la resistencia contra el contenido de agua es recta y no sólo en la vecindad del límite líquido, sino en consistencias bastante distintas.

VI-4. Determinación actual del límite plástico

La prueba para la determinación del límite plástico, tal como Atterberg la definió, no especifica el diámetro a que debe llegarse al formar el cilindro de suelo requerido. Terzaghi agregó la condición de que el diámetro sea de 3 mm (⅛"). La formación de los rollitos se hace usualmente sobre una hoja de papel totalmente seca, para acelerar la pérdida de humedad del material; también es frecuente efectuar el rolado sobre una placa de vidrio. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3 mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento se determinará rápidamente su contenido de agua, que es el límite plástico.

Se han hecho varios intentos para sustituir el rolado manual por la acción mecánica de algún aparato, pero sin resultados satisfactorios, debido, en primer lugar, a que la experiencia ha demostrado que en esta prueba la influencia del operador no es importante y, en segundo, a que, hasta la fecha, no ha podido desarrollarse ningún aparato en que la presión ejercida se ajuste a la tenacidad de los diferentes suelos; en el rolado manual, el operador, guiado por el tacto, hace el ajuste automáticamente.

VI-5. Consideraciones sobre los límites de plasticidad. Indice de tenacidad

Atterberg demostró que la plasticidad de una arcilla puede describirse en términos de dos parámetros: el *límite líquido* y el *índice plástico*, éste numéricamente igual a la diferencia del límite líquido y el plástico.

El *límite líquido*, según se dijo, indica el contenido de agua para el cual el suelo tiene una cierta consistencia, con una resistencia al corte de 25 g/cm². Por el contrario, la resistencia de diferentes suelos arci-

Copyrighted material

llosos en el *límite plástico* no es constante, sino que puede variar ampliamente. En las arcillas muy plásticas, la tenacidad en el límite plástico es alta, debiéndose aplicar con las manos considerable presión para formar los rollitos: por el contrario, las arcillas de baja plasticidad son poco tenaces en el límite plástico.

Algunos suelos finos y arenosos pueden, en apariencia, ser similares a las arcillas, pero al tratar de determinar su límite plástico se nota la imposibilidad de formar los rollitos, revelándose así la falta de plasticidad del material; en estos suelos el límite líquido resulta prácticamente igual al plástico y aún menor, resultando entonces un índice plástico negativo; las determinaciones de plasticidad no conducen a ningún resultado de interés y los límites líquido y plástico carecen de sentido físico.

Cuando dos suelos plásticos tienen los mismos límites de plasticidad o el mismo índice plástico, pero diferentes curvas de flujo, el suelo cuya curva sea más tendida, es decir, el de menor índice de fluidez, tendrá mayor resistencia en el límite plástico; la resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla en el límite plástico es una medida de su tenacidad, por lo cual puede decirse que la tenacidad de las arcillas de igual índice plástico crece a menor índice de fluidez. En efecto, sean:

LL = límite líquido.
LP = límite plástico.
I_p = índice plástico $(LL - LP)$.
F_w = índice de fluidez.
s_1 = 25 g/cm², resistencia al esfuerzo cortante de los suelos plásticos, en el límite líquido.
s_2 = resistencia al esfuerzo cortante correspondiente al límite plástico, cuyo valor puede usarse para medir la tenacidad de una arcilla.

Según (6–1), poniendo en lugar de N su equivalente Cs, donde C representa la relación entre el número de golpes y la correspondiente resistencia, puede escribirse:

$$LL = -F_w \log Cs_1 + C' \qquad \text{(a)}$$
$$LP = -F_w \log Cs_2 + C' \qquad \text{(b)}$$

Restando (a) y (b), se obtiene:

$$I_p = LL - LP = F_w (\log Cs_2 - \log Cs_1)$$
$$I_p = F_w \log \frac{s_2}{s_1}.$$

De donde:

$$T_w = \frac{I_p}{F_w} = \log \frac{s_2}{s_1}. \qquad (6\text{–}3)$$

Copyrighted material

Para tener una medida relativa de la tenacidad basta definir a T_w como *índice de tenacidad* evitando resolver en cada caso la ecuación (6–2) para calcular s_2.

El índice de tenacidad, conjuntamente con el de fluidez, es útil para establecer una diferenciación adicional en lo que se refiere a las características de plasticidad de las arcillas. El índice de tenacidad generalmente varía entre 1 y 3 y rara vez alcanza valores de 5 o menores que 1; un alto valor de T_w, no implica que los límites de plasticidad sean altos.

Entre los diversos métodos posibles para representar y comparar las propiedades de plasticidad de los suelos, es preferible uno debido a A. Casagrande, en el que se dibujan como abscisas los límites líquidos y como ordenadas los índices plásticos. En la Fig. VI-8, aparece una representación de varios suelos típicos.

Cada línea gruesa representa los datos obtenidos por A. Casagrande en una serie de muestras de la misma localidad y de la misma formación geológica; los puntos aislados se determinaron con un solo material. Los puntos conectados con línea discontinua son datos obtenidos de una sola muestra; los puntos superiores son pruebas hechas al suelo en estado natural y los inferiores son resultados referentes a esa muestra secada al horno. En la gráfica resaltan ciertas características generales. Por ejemplo, se encontró que cuanto más altos están los puntos de la gráfica, tanto más tenaces son las arcillas. En las arcillas inorgánicas que no sean de origen volcánico, es poco frecuente un límite líquido mayor de 100; sin embargo, en arcillas volcánicas u orgánicas son relativamente frecuentes valores sobre ese número; las bentonitas, por ejemplo, alcanzan valores hasta de 600, siendo significativo que su contenido de partículas laminares coloidales sea de 70% aproximadamente, mientras que el de las arcillas ordinarias de alta plasticidad es de alrededor de 30%. Los datos obtenidos en una experimentación sistemática realizada por el mismo A. Casagrande originalmente, sobre mezclas de arena y arcilla, quedan señalados en la gráfica por líneas cuya tendencia general coincide con las líneas gruesas de la Fig. VI-8; esto indica que en la mayoría de los casos, las muestras de la misma zona y del mismo origen geológico difieren esencialmente en su contenido de partículas gruesas, mientras que el carácter de la fracción coloidal permanece esencialmente invariable.

Los puntos correspondientes al caolín y a polvos de mica indican que tales suelos y otros polvos artificiales constituidos parcial o totalmente de partículas laminares relativamente gruesas en comparación con las partículas coloidales de las arcillas plásticas, poseen menor plasticidad que las arcillas ordinarias; por lo tanto, un índice plástico bajo no indica necesariamente un contenido de materia orgánica.

El secado, según se desprende de los experimentos anteriores produce cambios irreversibles en las características de la fracción coloidal orgánica de un suelo; a falta de otros medios, se podrían diferenciar los suelos orgánicos de los inorgánicos de bajo índice plástico, repitiendo

Copyrighted material

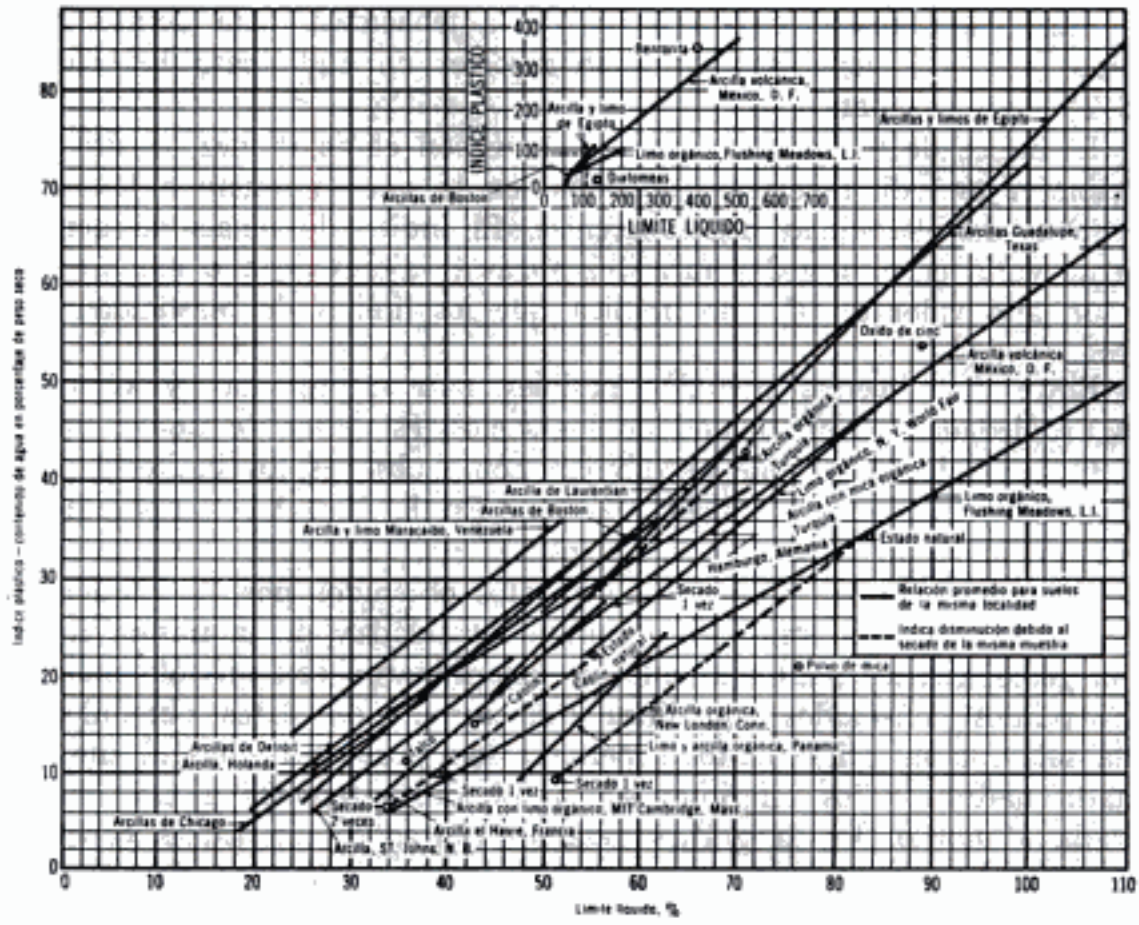


Figura VI-8. Gráfica mostrando la relación entre el límite líquido y el índice plástico. (Formada por la Universidad de Harvard).

las determinaciones de los límites con el material secado al horno; este secado causa invariablemente una apreciable disminución de los límites del suelo orgánico (véanse los suelos de Cambridge, New London o Turquía, en la Fig. VI-8). Los límites de los suelos inorgánicos también se afectan por el secado al horno, pero en mucho menor escala; además, en este caso los límites pueden aumentar o disminuir, dependiendo del suelo.

TABLA 6–1

Procedencia de la arcilla probada	*Estado natural, mezclada a mano*	*Secada al aire, mezclada a mano*	*Secada al aire, mezclada mecánicamente*	*Secada 1 vez en horno, mezclada a mano*	*Secada 2 veces en horno, mezclada a mano*
BOSTON (Arcilla azul)	41.1	43.6	46.0	42.1	——
CHICAGO	53.0	49.6	——	46.0	——
LAGO LAURENTIAN	49.7	45.7	——	41.5	38.7

Copyrighted material

Los límites de algunas arcillas se afectan también por la intensidad del mezclado; el límite plástico varía normalmenee en la misma dirección del líquido, pero sus variaciones suelen ser sólo del orden de un tercio de las del límite líquido.

A. Casagrande, para mostrar la influencia de los conceptos anteriores sobre el límite líquido de algunas arcillas inorgánicas, presentó la tabla (6–1) mostrada en la página anterior.

En lo referente al Valle de México, merecen citarse los datos que sobre la influencia del secado en los valores de los límites de plastici-

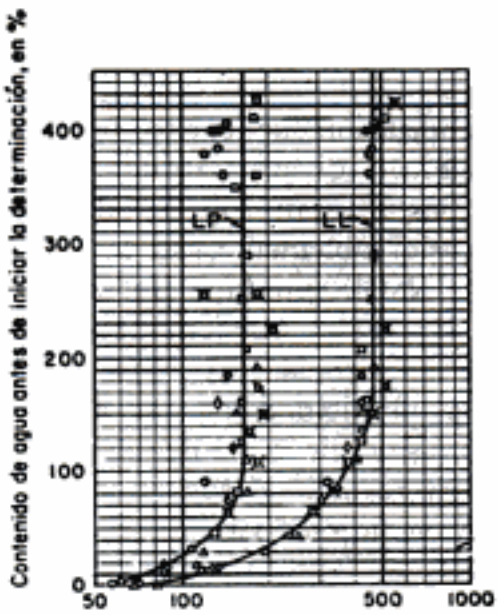


Figura VI-9. Influencia del secado en los límites líquido y plástico de una arcilla del valle de México.

dad, han obtenido Marsal y Mazari.[3] Según estos investigadores, la influencia del secado en los materiales arcillosos del Valle de México es importante según muestra la Fig. VI-9. Esta gráfica presenta las variaciones en los límites líquido y plástico por secado gradual en el medio ambiente. Como se observa, la deshidratación no afecta al valor de los límites, cuando el contenido de agua con que se inician las pruebas está comprendido entre su valor natural y 150%; en cambio, los límites disminuyen muy rápidamente cuando las muestras se secan con mayor intensidad, previamente a las determinaciones. Cuando el secado se hace al horno, llegando a contenidos de agua muy pequeños, los límites disminuyen muy apreciablemente al ser determinados añadiendo agua a las muestras a partir de esas bajas humedades. En el caso que se cita, el límite llegó a valer 80%, cuando se secó en el horno por completo, mientras que fue del orden de 450%, cuando se determinó a partir de un contenido de agua mayor de 150%.

A. Warlam clasificó las arcillas en cuatro grupos, según la variación de su límite líquido por efecto del secado:

Copyrighted material

1. *LL* no se afecta prácticamente por secado.
2. *LL* aumenta por secado al aire y en horno.
3. *LL* disminuye por secado al aire y en horno.
4. *LL* aumenta por secado al aire y disminuye por secado al horno.

Los grupos 1 y 4 son muy poco frecuentes, mientras los 2 y 3 se presentan normalmente.

Uno de los materiales investigados por Warlam exhibió la propiedad muy peculiar de que el límite líquido no varió por secado al aire o en horno, pero el límite plástico disminuyó fuertemente.

Los valores de los límites también se ven influidos por el tiempo que se deje transcurrir entre la preparación de la pasta de suelo y la ejecución de la prueba.

En estudios de estabilización de suelos se ha investigado el efecto que sobre los límites ejercen diversas sustancias adicionales, encontrándose que las que más los afectan son las de base sódica, que hacen aumentar los límites considerablemente, en la mayoría de los casos; sin embargo, la sal común (NaCl) produce frecuentemente disminución del límite líquido. Algunas sustancias pueden afectar en sentido contrario a suelos muy similares en apariencia.

El hecho de que la plasticidad de las arcillas sea una propiedad tan sensible que pueda disminuir o aumentar con pequeños cambios en el procedimiento, es desafortunado desde el punto de vista de las pruebas de rutina, pero muy ventajoso para diferenciar arcillas de apariencia similar; desde este punto de vista puede decirse que apenas comienza la utilización de las pruebas.

Siempre deberá señalarse el procedimiento para la ejecución de las pruebas de límite líquido, especialmente en lo que se refiere a si la muestra se manejó a partir de su humedad natural o si fue secada al aire o en horno. Sería muy deseable realizar las pruebas de los límites remoldeando y mezclando el suelo inalterado hasta lograr, añadiendo agua si es preciso, una pasta uniforme, que deberá dejarse en reposo por lo menos 24 horas, bien protegida contra la evaporación; después, tras nuevo remoldeo, reducir cuidadosamente su contenido de agua, por secado al aire, hasta la consistencia apropiada para las pruebas.

VI-6. Selección de muestras para la determinación de los límites de plasticidad

Es importante que las muestras seleccionadas para determinación de los límites sean lo más homogéneas que pueda lograrse. A este respecto, ha de tenerse en cuenta que el aspecto de una arcilla inalterada es muy engañoso; a simple vista puede no presentar la menor indicación de estratificación, ni cambio de color y, ello no obstante, su contenido natural de humedad puede variar grandemente (hasta en una tercera parte o algo más, en el caso de las arcillas del Valle de México) en diferentes zonas de la misma muestra extraída del terreno, con corres-

Copyrighted material

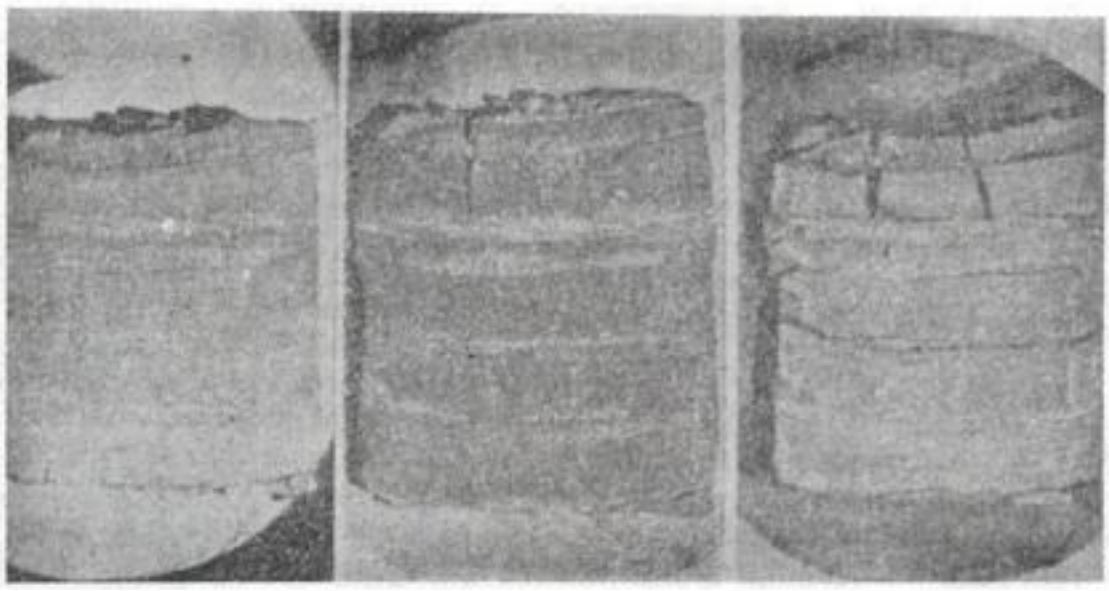


Figura VI-10. Estratificaciones en una muestra de arcilla. Desembocadura del río Pánuco, México.

pondientes variaciones apreciables en los límites líquidos (Fig. VI-10). Si se mezclan porciones de muestra con límites diferentes, se obtiene un material con propiedades distintas a las de cada parte componente.

Desgraciadamente, una gran cantidad de la información disponible sobre las pruebas de límites en los laboratorios de Mecánica de Suelos en todo el mundo es insegura, debido al hecho de que no se toman las debidas precauciones para evitar las mezclas heterogéneas en las muestras que se manipulan. Solamente una clase de material debió haberse usado, en lugar de una mezcla de materiales adyacentes de la muestra extraída del terreno. En la correlación de los resultados de pruebas de consolidación con los límites, frecuentemente se comparan arcillas adyacentes en el suelo, pero de propiedades diferentes, a pesar de su apariencia exterior idéntica. Sobre tal base, naturalmente, nunca será posible llegar a una correlación empírica general entre la compresibilidad de una arcilla y sus límites, si es que tal correlación existe.

Para evitar estas confusiones y la acumulación de datos engañosos, se recomienda seguir el siguiente procedimiento de selección de muestras para las pruebas de límites, que ha sido desarrollado por el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Harvard, EE.UU. de A.

1. En todos los suelos plásticos debe ejecutarse un sondeo lo más continuo posible, tolerando únicamente las pérdidas de material inevitables entre las operaciones sucesivas de muestreo.

2. La mitad o las dos terceras partes de la muestra inalterada extraída debe cortarse longitudinalmente en 3 secciones, dos aproximadamente semicilíndricas y otra, central, limitada por dos caras planas. Esta última, de medio a un centímetro de espesor, se coloca en una placa de vidrio, marcando su parte superior e inferior, así como dos líneas en correspondencia a otras similares trazadas en la superficie plana

Copyrighted material

de los semicilindros; todas esas líneas se usarán después con fines de correlación. La parte central sobre la placa de vidrio se expone, a continuación, al secado lento en un ambiente húmedo.

3. Uno de los dos semicilindros se corta ahora en rebanadas delgadas de igual espesor, tomando de la parte central de cada una, fragmentos a los que se determina el contenido de agua. El espesor de las rebanadas debe ser del orden de medio centímetro. Si alguna estratificación es visible en la arcilla, servirá de guía para rebanar el material de modo que se obtengan porciones homogéneas.

4. Tras determinar los contenidos de agua y dibujarlos, se seleccionan porciones del otro semicilindro de zonas en que las humedades hayan variado muy poco, las que se usan para determinar los límites.

5. La sección central que se expuso al secado (2) debe observarse diariamente, hasta notar el cambio de color de algunos estratos, que servirá para mostrar el grado de estratificación de la muestra. Los estratos de mayor contenido de agua (generalmente, los más plásticos) se secan más lentamente, mientras las lentes de limos o arenas lo hacen en primer lugar. Cuando la muestra está totalmente seca, desaparecen de nuevo las fronteras de estratificación.

Si las muestras inalteradas extraídas del terreno son suficientemente grandes, puede determinarse la distribución de contenidos de agua toscamente, usando material adyacente a las secciones que se utilizarán en otras pruebas que hayan de hacerse para conocer las propiedades del suelo. En caso contrario, será necesario determinar el contenido natural de humedad y los límites sobre las mismas porciones que hayan servido para las restantes pruebas (consolidación, resistencia al esfuerzo cortante, etc.), subdividiendo las muestras en varias rebanadas. Correlacionando los datos obtenidos en esas otras pruebas realizadas sobre muestras típicas, con el contenido de agua y los límites del perfil completo de la muestra extraída, se puede obtener una estimación aceptable de las características de un estrato completo de suelo.

Para un ingeniero experimentado, los valores de los límites de plasticidad son un medio muy claro para formar una idea aproximada de las características generales de un suelo plástico. Colocando esos suelos en la carta de la Fig. VI-8, pueden compararse las propiedades de plasticidad con las de otros suelos, ya analizados, según su posición relativa en ella. Sobre esa base pueden asociarse al suelo ciertas propiedades de interés. Una carta como la de la Fig. VI-8 es, por lo tanto, sumamente útil para una clasificación preliminar de los suelos; de hecho, según se verá en el próximo capítulo, tal carta juega un papel primordial en el sistema de clasificación más plausible que hasta hoy se ha desarrollado. Sin embargo, es preciso conocer las limitaciones de la carta y no debe intentarse deducir muchas relaciones definidas de ella; siempre es fácil encontrar *evidencia concluyente* de los resultados de las pruebas de unos cuantos suelos, pero tras algunos años de experiencia continua en suelos de orígenes diferentes, es normal ver esa *evidencia*

Copyrighted material

desvanecida, a causa de una gran cantidad de observaciones contradictorias.

En la aplicación práctica de la carta de la Fig. VI-8, es recomendable trazar por separado los resultados obtenidos para cada grupo especial de suelos plásticos, tales como formaciones lacustres arcillosas, limos orgánicos aluviales, etc.; estas cartas separadas deberán publicarse, junto con los resultados de pruebas más elaboradas ejecutadas en muestras inalteradas del suelo, con los perfiles completos de dicho suelo y, cuando sea posible, con la historia completa de la experiencia acumulada respecto a ese suelo. De esta manera llegará a ser posible para los ingenieros con experiencia limitada utilizar la experiencia obtenida por otros colegas.

VI-7. Determinación del límite de contracción

Como se mencionó anteriormente, el método original de Atterberg para la determinación del límite de contracción de un suelo consistía en la realización de mediciones frecuentes de la longitud y peso de un mismo prisma, hasta que ya no se observara ninguna disminución de la longitud.

Teniendo en cuenta que la gran mayoría de los suelos no presentan, prácticamente, disminución de volumen durante el proceso de secado abajo del límite de contracción, Terzaghi sugirió un método más simple de determinación, que esencialmente, consiste en medir el peso y el volumen de una muestra de suelo totalmente seca; en tal momento, puede decirse que el límite de contracción sería la humedad de la muestra seca si tuviese sus vacíos llenos de agua. De esta idea y teniendo en cuenta la fig. VI-11, puede deducirse.

$$LC(\%) = \frac{\left(V_m - \frac{W_s}{s_s\gamma_0}\right)\gamma_0}{W_s} 100 = \left(\frac{V_m\gamma_0}{W_s} - \frac{1}{s_s}\right) 100 \qquad (6\text{–}3)$$

o bien:

$$LC\ (\%) = 100\left(\frac{1}{s_d} - \frac{1}{s_s}\right) \qquad (6\text{–}3)$$

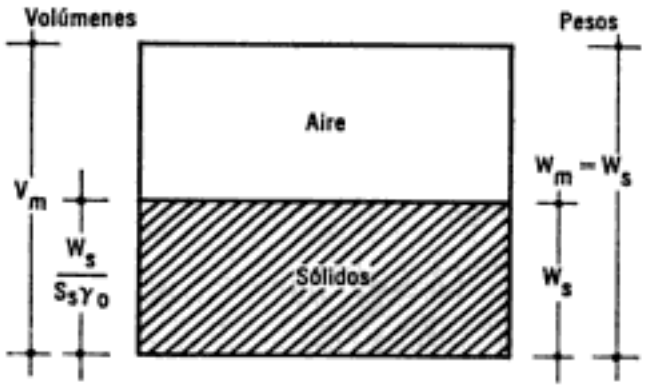


Figura VI-11. Esquema que ilustra la obtención del límite de contracción, según Terzaghi.

Copyrighted material

Nótese que $W_m = W_s$, dado que la muestra está totalmente seca.

La aplicación de la fórmula (6–3) requiere la determinación del volumen de la muestra seca del suelo; Terzaghi desarrolló un método para ello, que desde entonces ha permanecido como clásico en todos los laboratorios.

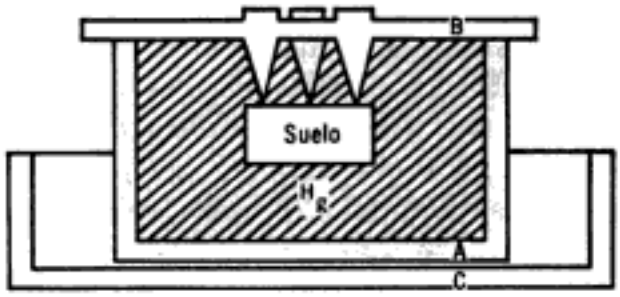


Figura VI-12. Método de Terzaghi para la determinación del volumen de una muestra de suelo.

Un recipiente de vidrio o lucita (A) (Fig. VI-12) se llena de mercurio hasta derramarse y se enrasa cuidadosamente, cubriéndolo con una placa (B) del mismo material, provista de tres patas. A continuación, se coloca el recipiente (A) en otro mayor (C); la muestra seca se deposita sobre la superficie del mercurio y se sumerge presionándola con las patas de la placa (B), hasta que dicha placa vuelve a quedar bien ajustada sobre (A); las patas impiden que la muestra se ladee, manteniéndola sumergida. La cantidad de mercurio desplazada de (A) se recoge en (C) y se pesa, calculando así su volumen, si se conoce el peso específico del mercurio, que para fines prácticos puede tomarse como 13.56.

En la determinación del límite de contracción según Terzaghi, es preciso determinar el peso específico relativo de los sólidos de la muestra por medio de una prueba independiente.

La Public Road Administration, de los EE.UU. de A., ha desarrollado otro método para la determinación del límite de contracción de los suelos, en el cual no se requiere contar con el peso específico relativo de los sólidos. Según este procedimiento, el suelo se remoldea hasta una consistencia cercana al límite líquido, añadiendo agua si es preciso; con este suelo se llena una cápsula de volumen conocido. La superficie del suelo se alisa perfectamente con una espátula y se protege con una placa de vidrio; pesada la muestra se seca en un horno, hasta obtener peso constante, que se anota. El volumen de la muestra, ya seca, se determina con el método del mercurio arriba descrito. Se conocen así las siguientes cantidades:

V_1 = Volumen de la muestra húmeda, igual al volumen de la cápsula.
W_1 = Peso de la muestra húmeda.
V_2 = Volumen de la muestra seca.
W_s = Peso de la muestra seca.

Copyrighted material

En la Fig. VI-13 se han dibujado las cantidades anteriores, con pesos como abscisas y volúmenes como ordenadas; las escalas tienen el mismo módulo, de modo que el segmento que representa 1 g en una, es igual al que representa 1 cm^3 en la otra. Así, la relación de disminución de peso al perderse agua durante el secado, respecto a la correspondiente pérdida de volumen, es una recta con 45° de inclinación, para humedades superiores al límite de contracción.

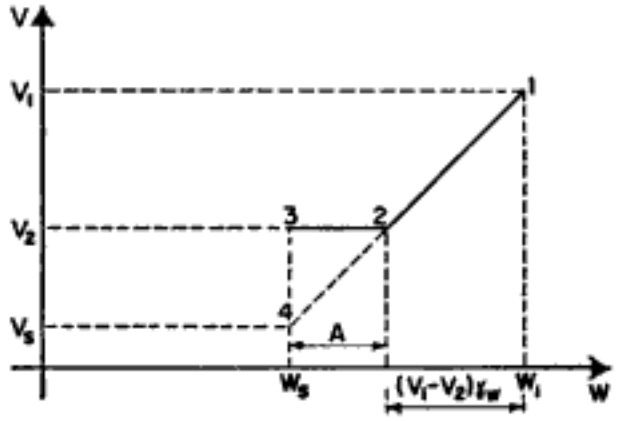


Figura VI-13. Gráfica para ilustrar la obtención del límite de contracción según el método PRA.

En la gráfica anterior (2) representa el límite de contracción del suelo, obtenido secándolo desde las condiciones iniciales (1). Al proseguir el secado hasta el secado total (3), ya no hay, prácticamente, variación volumétrica. En realidad, la curva de secado no presenta un quiebre brusco en (2), sino una transición gradual; además en suelos muy plásticos, es frecuente que el tramo 2-3 muestre una ligera contracción adicional, mientras que en suelos de muy baja plasticidad suele observarse una pequeña expansión.

De la Fig. VI-13 puede obtenerse el límite de contracción aplicando la definición de contenido de agua:

$$LC\ (\%) = 100\frac{A}{W_s} = 100\,\frac{W_1 - W_s - (V_1 - V_2)\gamma_w}{W_s} \qquad (6\text{–}4)$$

En este método no es necesario conocer el peso específico de los sólidos del suelo, e inclusive, éste puede valuarse a partir de las cantidades medidas. Debe, sin embargo, hacerse notar que la determinación del peso específico relativo por este método no es suficientemente precisa a causa de las burbujas de aire que inevitablemente contiene la muestra húmeda al ser colocada en la cápsula de secado.

Cuando se cuente con alguna muestra de forma regular de suelo seco, procedente de otras pruebas, puede obtenerse su volumen con suficiente exactitud por métodos geométricos.

Copyrighted material

ANEXO VI-a

Método de prueba para la determinación de los límites de plasticidad

VI-a.1. Generalidades

Los límites de plasticidad deben determinarse en la fracción del suelo menor que la malla Nº 40. Si el espécimen es arcilloso, es preciso que nunca haya sido secado a humedades menores que su límite plástico aproximadamente.

VI-a.2. Equipo necesario

El equipo necesario para la determinación comprende:

1. Una copa de Casagrande con ranurador laminar.
2. Una balanza con sensibilidad de 0.01 g.
3. Un horno de temperatura constante, comprendida entre 105 y 110°C.
4. Vidrios de reloj.
5. Cápsulas de porcelana.
6. Espátulas y demás equipo obligado.

VI-a.3. Procedimiento de prueba

Se ajustará a lo siguiente:

1. Tómense unos 100 g de suelo húmedo y mézclense con una espátula, añadiendo agua destilada si es preciso, hasta que adopten una consistencia suave y uniforme.
2. Colóquese una porción de esa pasta en la copa de Casagrande, con un espesor máximo de 1 cm y hágase con el ranurador apropiado la ranura correspondiente; el ranurador deberá mantenerse en todo el recorrido normal a la superficie interior de la copa.
3. Acciónese la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesario para que la parte inferior del talud de la ranura se cierre 1.27 cm (0.5″) (si el número es menor que 10, aproxímese al medio golpe como se indicó en VI-3). La ranura deberá cerrarse por flujo del suelo y no por deslizamiento del mismo respecto a la copa.
4. Remézclese el suelo en la copa, con la espátula, repitiendo las etapas (2) y (3) dos veces más, si el número de golpes necesario para el cierre de la ranura es consistentemente el mismo en las tres ocasiones. Si alguno de esos números resulta muy diferente de los otros, repítanse una cuarta vez las etapas (2) y (3). Así se tiene un número de golpes

Copyrighted material

OBRA : _____

LOCALIZACION : _____

SONDEO Nº : _____ ENSAYE Nº : _____

MUESTRA Nº : _____ PROF : _____

DESCRIPCION : _____

(DEPENDENCIA)

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

FECHA _____ OPERADOR : _____ CALCULISTA : _____

LIMITE LIQUIDO

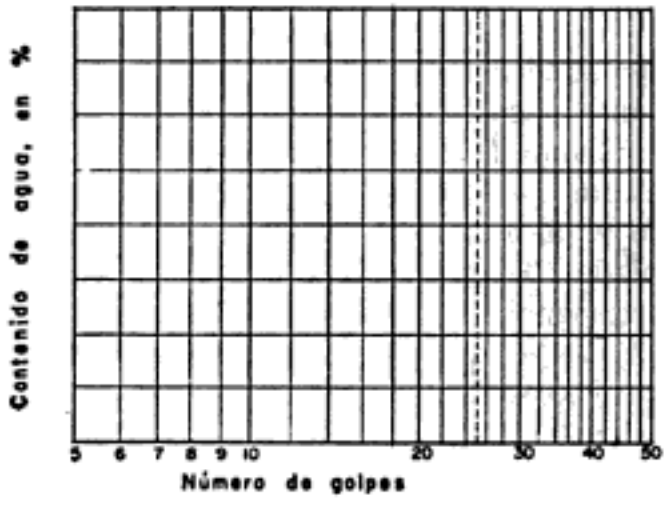
Prueba Nº	Cápsula Nº	Número de Golpes			Peso cápsula + suelo húmedo	Peso cápsula + suelo seco	Peso del agua	Peso de la cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de agua
———	———	———	———	———	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%

LIMITE PLASTICO

		———						
		———						
		———						

HUMEDAD NATURAL

		———						
		———						
		———						



w = _____ %

LL = _____ %

LP = _____ %

I_p = _____ %

$C_R = \frac{LL - w}{I_p}$ = _____

Fw = _____ %

$T_w = \frac{I_p}{F_w}$ = _____

Clasific. SUCS : _____

OBSERVACIONES : _____

Copyrighted material

correspondiente a un cierto contenido de agua del suelo. Entre dos determinaciones, el número de golpes no debe diferir en más de un golpe.

5. Cuando se ha obtenido un valor consistente del número de golpes, comprendido entre 6 y 35 golpes, tómense 10 g de suelo, aproximadamente, de la zona próxima a la ranura cerrada y determínese su contenido de agua de inmediato.

6. Repítanse las etapas (2) a (5) teniendo el suelo otros contenidos de agua. Para humedecer el suelo, úsese un gotero, remoldeando la pasta hasta que el agua añadida quede uniformemente incorporada. Para secar el suelo, úsese la espátula, remezclándolo de modo que se produzca evaporación; en ningún caso se secará la muestra en un horno o sometiéndola a ningún proceso de evaporación violenta. De esta manera deberán tenerse, como mínimo, cuatro valores del número de golpes correspondientes a cuatro diferentes contenidos de agua, comprendidos entre los 6 y los 35 golpes. Cada valor estará obtenido, como se dijo en (4) de, por lo menos, tres determinaciones sucesivas.

7. Dibújese una gráfica (curva de fluidez) con los contenidos de agua y los números de golpes correspondientes, los primeros como ordenadas en escala natural y los segundos como abscisas, en escala logarítmica. Esta curva debe considerarse como una recta entre los 6 y los 35 golpes. La ordenada correspondiente a los 25 golpes será el límite líquido del suelo.

Límite plástico

VI-a.4. Procedimiento de prueba

Se ajustará a lo siguiente:

1. Mézclense perfectamente alrededor de 15 g de suelo húmedo.

2. Rólese el suelo sobre una placa de vidrio o metal con la mano, hasta alcanzar un diámetro de 3 mm (⅛″).

3. Repítase la etapa (2) hasta que el cilindro presente señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar el diámetro de 3 mm (⅛″).

4. Al llegar al límite señalado (3), determínese el contenido de agua de una parte del cilindro correspondiente.

5. Repítanse las etapas (2) a (4) dos veces más, para obtener tres valores. El límite plástico del suelo será el promedio de las tres dimensiones.

ANEXO VI-b

Problemas ilustrativos

1. En una prueba de límite líquido de una arcilla se obtuvieron los siguientes resultados:

Nº de golpes	9	15	22	30
$w(\%)$	85.1	80.2	76.5	73.9

Copyrighted material

Dos determinaciones del límite plástico dieron valores de 30.2% y 30.7%. Determine el LL, el I_p, el F_w y T_w de ese suelo.

2. En una copa de Casagrande se hizo una prueba de LL con altura de caída de 0.7 cm y abertura en la ranura de 1 mm. Discuta el efecto de cada uno de estos errores en el valor final obtenido y diga si éste es mayor, igual o menor que el valor estándar.

3. En una prueba de LL se tuvieron los siguientes resultados:

Nº de golpes	28	22	13	7
$w(\%)$	51.6	52.2	53.8	55.2

Se encontró: $LP = 24.5\%$.
Calcule LL, I_p, F_w y T_w.

Respuesta:

$LL = 51.8\%$.
$I_p = 23.3\%$.
$F_w = 66.7\%$
$T_w = 4.08$.

4. En una prueba de límite líquido y límite plástico se obtuvieron los siguientes resultados.

Límite líquido

Ensaye	*Nº golpes*	*Peso cápsula + suelo húmedo g*	*Peso cápsula + suelo seco g*	*Peso cápsula g*
1	35–35	35.77	22.48	14.15
2	24–25	36.55	24.40	16.85
3	15–16	33.42	21.03	13.45
4	7–8	35.17	21.65	13.50

Límite plástico

1	–	17.30	16.00	13.95
2	–	16.86	15.50	13.48

Calcule LL y LP. Dibuje la curva de flujo.

Respuesta:

LL: 161%.
LP: 67%.

5. En un conjunto de pruebas de límites en arcilla del Valle de México se obtuvieron los siguientes resultados.

Copyrighted material

Límite líquido

Ensaye	*Nº golpes*	*Peso cápsula + suelo húmedo g*	*Peso cápsula + suelo seco g*	*Peso cápsula g*
1	34–35	35.10	19.84	14.74
2	24–25	34.72	19.36	14.26
3	15–16	35.94	20.68	15.69
4	8–9	34.61	19.08	14.12

Límite plástico

1	–	16.05	14.68	13.15
2	–	15.97	14.47	12.85

Calcule *LL* y *LP*. Dibuje la curva de flujo y sitúe el suelo en la carta de plasticidad.

Respuesta:

LL: 301%.
LP: 93%.

Referencias

1. Casagrande, A., y Fadum, R. E.—*Notes on Soil Testing for Engineering Purposes*—Soil Mechanics Series Nº 8—Harvard University.
2. Casagrande, A.—*Classification and Identification of Soils*—Transactions of the American Society of Civil Engineers—Vol. 113—1948.
3. Marsal, R. J., y Mazari, M.—*El Subsuelo de la Ciudad de México*—Parte A, Capítulo III—Contribución del Instituto de Ingeniería al 1er. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones—Instituto de Ingeniería—México, D. F.—1959.

Bibliografía

Elasticity and Plasticity—J. N. Goodier y P. G. Hodge Jr.—John Wiley and Sons Inc.—1958.

Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica—K. Terzaghi y R. B. Peck—(Trad. O. Moretto)—El Ateneo, Ed.—1955.

Fundamentals of Soil Mechanics—D. W. Taylor—John Wiley and Sons Inc.—1956.

Soil Mechanics Foundations and Earth Structures—G. P. Tschebotarioff—McGraw-Hill Co.—1951.

Principles of Engineering Geology and Geothecnics—D. P. Krynine y W. R. Judd—McGraw-Hill Co.—1957.

Mecánica del Suelo—J. A. Jiménez Salas—Ed Dossat—1954.

Traité de Mécanique des Sols—A. Caquot y J. Kerisel—Gauthier-Villars, Ed. —1956.

Mecánica de Suelos (Instructivo para Ensaye de Suelos)—Secretaría de Recursos Hidráulicos—México—1954.

Laboratory Testing in Soil Engineering—T. N. W. Akroyd—G. T. Foulis and Co.—1957.

Soil Testing for Engineers—T. W. Lambe—John Wiley and Sons Inc.—1958.

Copyrighted material

VII

Clasificación e identificación de suelos

VII-1. Generalidades

Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa. Obviamente la Mecánica de Suelos desarrolló estos sistemas de clasificación desde un principio. Primeramente, dado el escaso conocimiento que sobre los suelos se tenía, fundándose en criterios puramente descriptivos; nacieron así varios sistemas, de los cuales, los basados en las características granulométricas, ganaron popularidad rápidamente; estos sistemas han sido brevemente mencionados en el capítulo V y hoy deben verse como superados.

Es evidente que un sistema de clasificación que pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes, debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser éstas lo fundamental para las aplicaciones ingenieriles. A la vez esta base debe ser preponderantemente cualitativa, puesto que un sistema que incluyese relaciones cuantitativas y de detalle respecto a las propiedades mecánicas resultaría, sin duda, excesivamente complicado y de engorrosa aplicación práctica; además, un sistema útil de clasificación debe de servir para normar el criterio del técnico respecto al suelo de que se trate, previamente a un conocimiento más profundo y extenso de las propiedades del mismo; de hecho, una de las más importantes funciones de un sistema sería proporcionar la máxima información normativa, a partir de la cual el técnico sepa en qué dirección profundizar su investigación.

Entre los diversos estudios tendientes a encontrar un sistema de clasificación que satisfaga los distintos campos de aplicación a Mecánica de Suelos, destacan los efectuados por el doctor A. Casagrande en la

Copyrighted material

Universidad de Harvard, los cuales cristalizaron en el conocido *Sistema de Clasificación de Aeropuertos,* así originalmente llamado, debido a que estaba orientado para uso en aquel tipo de obras.

Este sistema reconoce que las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constituidos por partículas menores que la malla Nº 200, pueden deducirse cualitativamente a partir de sus características de plasticidad. En cuanto a los suelos formados por partículas mayores que la malla mencionada, el criterio básico de clasificación es aún el granulométrico que, aunque no es lo determinante para el comportamiento de un material, sí puede usarse como base de clasificación en los materiales granulares.

VII-2. Fundamentos del Sistema de Clasificación de Aeropuertos

A pesar de que este sistema ha sido ligeramente modificado para constituir el *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos,* ampliamente usado en la actualidad en el mundo, conviene mencionar las bases en que A. Casagrande fundamentó su criterio para proponer el Sistema de Clasificación de Aeropuertos, punto de partida para todos los esfuerzos de valor que hasta hoy se han efectuado en este campo.

El sistema fue propuesto originalmente en 1942[1] y se adoptó en seguida por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América, quien lo aplicó principalmente, como queda dicho, a la construcción de aeropistas.

El sistema divide a los suelos en 2 grandes fracciones: la gruesa, formada por partículas mayores que la malla Nº 200 (0.074 mm) y menores que la malla de 3" (7.62 cm) y la fina, formada por las partículas que pasan la malla Nº 200.

La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, teniendo como frontera la malla Nº 4 (4.76 mm). Subdivisiones subsecuentes de esta fracción toman en cuenta el contenido y naturaleza de los finos, así como características de graduación. El conjunto presenta un aspecto muy similar al que posteriormente se discutirá con más detalle al analizar el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

La fracción fina se subdivide en grupos, tomando en cuenta sus características de plasticidad, las cuales están relacionadas con las propiedades mecánicas e hidráulicas, que interesan al ingeniero civil. Las propiedades mecánicas e hidráulicas más importantes de las que el ingeniero precisa tener datos, primero cualitativa y después cuantitativamente son: características de esfuerzo —deformación y resistencia, compresibilidad, permeabilidad, velocidad de variación volumétrica, etc—. Una de las propiedades que más influyen para la formación de estos grupos fue la compresibilidad, la cual está íntimamente ligada con las características de plasticidad, específicamente con el valor del límite líquido. La compresibilidad aumenta con el valor del límite líquido, permaneciendo todos los demás factores constantes.

Copyrighted material

En el capítulo IV se describió un experimento que ilustra la relación que existe entre la compresibilidad y la forma de las partículas de un suelo, concluyéndose que es la forma y no el tamaño lo que determina, principalmente, la compresibilidad de los suelos finos. Asimismo, en el capítulo VI, se indicó que diversas investigaciones demuestran que la plasticidad de un material se debe a la forma laminar de las partículas coloidales que lo constituyen. Esto indica que las características de plasticidad son una medida indirecta del contenido de partículas coloidales laminares en un suelo y, por lo tanto, también de la compresibilidad del mismo. De aquí se comprende la importancia que desde este punto de vista tienen las características de plasticidad de los suelos.

Se indicó que la mayoría de los suelos formados por partículas finas, cuyo origen no sea volcánico tienen, por lo general, valores del límite líquido menores que 100; esto fue utilizado para subdividir estos materiales en 2 grupos principales: los de baja a media compresibilidad con límite líquido menor de 50% y los de alta compresibilidad con límite líquido mayor de 50%.

En el capítulo VI se describieron los resultados de la investigación fundamental realizada por el doctor A. Casagrande en la Universidad de Harvard, que condujeron a la elaboración de la gráfica que se mostró en la Fig. VI-8. Algunas conclusiones de interés de tal gráfica ya han sido mencionadas en aquel momento, pero se hace necesario añadir algunos hechos de importancia para el establecimiento del sistema de clasificación. Desde este punto de vista, el hecho fundamental que reveló la investigación de A. Casagrande es que, en la representación de los suelos en una carta de coordenadas $LL - I_p$, tal como la que se mostró en la mencionada Fig. VI-8, los suelos finos no adoptan una distribución caprichosa, obra del azar, sino que se agrupan de un modo específico, de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas. Los suelos cuyas partículas finas exhiben mayores características de plasticidad son aquellos situados en líneas inclinadas en la parte superior de la gráfica; los suelos con alto contenido de materia orgánica, así como aquellos que contienen finos de baja plasticidad se sitúan en las zonas bajas. Esto dio origen a que se fijara una línea que sirviera de frontera entre los grupos de suelos mencionados. Esta línea, así empíricamente obtenida, pasa por los puntos de coordenadas (0,20) y (50,22) y es comúnmente conocida como *Línea A*. Esta línea y la vertical trazada por el punto (0,50), según el criterio anteriormente citado, dividen a la gráfica en 4 zonas que son las que fundamentalmente se consideran hoy día en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Fig. VII-1). Posteriormente se tratarán unas ligeras modificaciones a esta carta, conocida como *Carta de Plasticidad*.

En las zonas que quedan sobre la *Línea A* de la Fig. VII-1, se sitúan las arcillas inorgánicas; estas arcillas se simbolizan genéricamente con la letra C (del inglés *clay*). Bajo la *Línea A* quedan colocados

Copyrighted material

suelos inorgánicos que se consideran limos, con símbolo genérico M (del sueco *mo* y *mjala,* términos usados en ese idioma para suelos de partículas finas poco o nada plásticas); también caen bajo la *Línea A* los suelos finos con apreciable contenido de materia orgánica; para estos suelos se usa el símbolo *O*.

En todos estos grupos se distinguen los suelos de alta compresibilidad de los de media o baja; para los primeros se añade al símbolo genérico la letra H (del inglés *high compressibility*), en los segundos, la L (*low compressibility*). Así resultan los 6 grupos que aparecen situados en sus respectivas zonas en la Fig. VII-1.

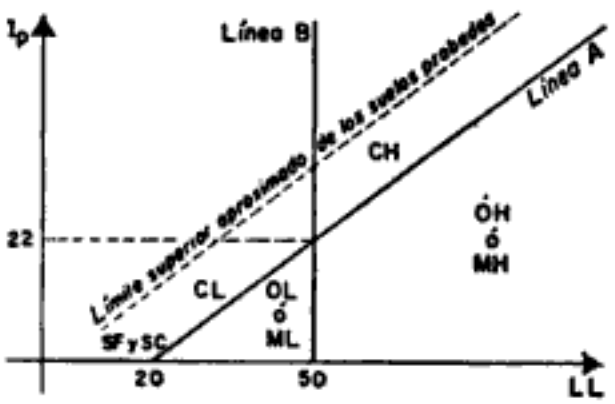


Figura VII-1. Carta de plasticidad, como se usó en el Sistema de Aeropuertos.

El doctor A. Casagrande originalmente añadió a los anteriores grupos dos más: el *SC* y el *SF,* significando el primero *arena con excelente cementante arcilloso o de otra categoría, en tal proporción que el material prácticamente carece de contracción y expansión;* el segundo se refiere a arenas con finos que no califican como *SC*. (En la simbología anterior, S proviene del inglés *sand, C* de *clay* y *cementation,* y F de *fines*). La ubicación de estos dos grupos se muestra en la Fig. VII-1, siendo de notar que ya no se usa ninguno de ellos en el Sistema Unificado derivado del de Aeropuertos.

El principal uso de la *Carta de Plasticidad* está en situar en ella un suelo desconocido, por medio del cálculo de los dos parámetros que definen su plasticidad; la colocación del suelo en uno de los grupos definidos indicará que participa del conjunto de propiedades mecánicas e hidráulicas características de ese grupo; así, y más si se cuenta con una cierta dosis de experiencia, se tiene un modo simple, rápido y económico de adquirir valiosa información básica sobre el suelo en cuestión.

VII-3. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Según se dijo, este sistema está basado en el de Aeropuertos, hasta el grado que puede decirse que es el mismo con ligeras modificaciones.

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayo-

Copyrighted material

res que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera *grueso* si más del 50% de sus partículas son gruesas, y *fino*, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

Se describirán en primer lugar los diferentes grupos referentes a suelos gruesos.

Suelos gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica abajo.

a) Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico *G* (*gravel*).
b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico *S* (*sand*).

Las gravas y las arenas se separan con la malla Nº 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico *G*, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla Nº 4, y es del grupo genérico *S*, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo *W* (*well graded*). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos *GW* y *SW*.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo *P* (*poorly graded*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GP* y *SP*.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo *M* (del sueco *mo* y *mjala*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GM* y *SM*.
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo *C* (*clay*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GC* y *SC*.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

Grupos GW y SW

Según se dijo, estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5%, en peso. La graduación se juzga, en el laboratorio, por medio de los coeficientes de uniformidad y curvatura (capítulo V). Para

Copyrighted material

considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

Grupos GP y SP

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio, deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para su consideración como bien graduados. Dentro de esos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

Grupos GM y SM

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre "nula" y "media"; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla Nº 40 abajo de la *Línea A* o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

Grupos GC y SC

Como antes, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12%, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos *GM* y *SM*. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla Nº 40 sobre la *Línea A*, teniéndose, además, la condición de que el índice plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el Sistema Unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo, un símbolo *GP-GC* indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo *GW-SW* se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

Copyrighted material

Suelos finos

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

a) Limos inorgánicos, de símbolo genérico *M* (del sueco *mo* y *mjala*).
b) Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico *C* (*clay*).
c) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico *O* (*organic*).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra *L* (*low compressibility*), obteniéndose por esta combinación los grupos *ML, CL* y *OL*. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra *H* (*high compressibility*), teniéndose así los grupos *MH, CH* y *OH*.

Ha de notarse que las letras *L* y *H* no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (*LL* e I_p), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar seco parcialmente o preconsolidado. En un capítulo posterior se tendrá ocasión de volver sobre el tema, con mayor detalle.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo *Pt* (del inglés *peat*; turba).

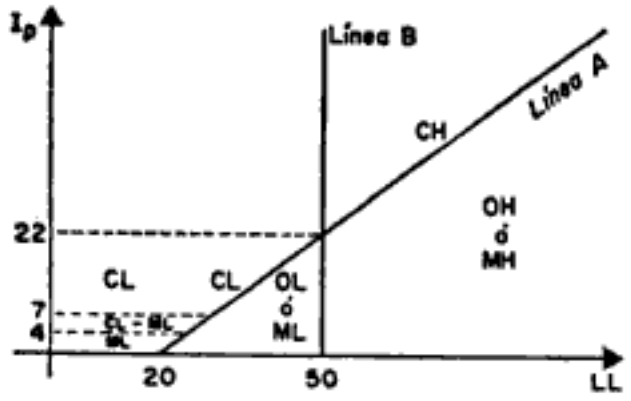


Figura VII-2. Carta de plasticidad, tal como se usa actualmente.

Copyrighted material

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos introdujo una modificación en la Carta de Plasticidad, tal como se mostró en la Fig. VII-1. La modificación se refiere a los suelos arriba de la *Línea A* con índice plástico comprendido entre 4 y 7, y cambia la clasificación de los suelos que caen en la zona punteada de la Fig. VII-1. Al margen se muestra la modificación en la Fig. VII-2, que es la Carta de Plasticidad, tal como hoy suele usarse. Además en el estudio que sigue de los grupos de suelos finos se mencionará también la citada modificación.

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

Grupos CL y CH

Según ya se dijo, en estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo *CL* comprende a la zona sobre la *Línea A,* definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 7\%$.

El grupo *CH* corresponde a la zona arriba de la *Línea A,* definida por $LL > 50\%$. Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%, se encasillan en el grupo *CH.*

Grupos ML y MH

El grupo *ML* comprende la zona bajo la *Línea A,* definida por $LL < 50\%$ y la porción sobre la *línea A* con $I_p < 4$. El grupo *MH* corresponde a la zona abajo de la *línea A,* definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$, se localizan en el grupo *ML.* Los depósitos eólicos, del tipo del Loess, con $25\% < LL < 35\%$ usualmente, caen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivados de los feldespatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas *tamaño de arcilla,* comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la *línea A.* En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera *ML-CL* y *MH-CH,* dada su proximidad con dicha línea.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (*MH*). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos *ML* o *MH.*

Copyrighted material

Los suelos finos que caen sobre la *línea A* y con $4\% < I_p < 7\%$ se consideran como casos de frontera, asignándoles el símbolo doble *CL-ML* (Fig. VII-2).

Grupos OL y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos *ML* y *MH*, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la *línea A*.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la *línea A*.

Grupos Pt

Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300% y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad netamente abajo de la *línea A*; el índice plástico normalmente varía entre 100% y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, *MH-CH* representará un suelo fino con $LL > 50\%$ e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la *línea A*.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca, además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor,

Copyrighted material

nombre local y geológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

VII-4. Identificación de suelos

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponde según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe; naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

En el Sistema Unificado hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio; estos criterios de tipo granulométrico y de investigación de características de plasticidad, ya han sido suficientemente descritos en la sección IV-3 de este mismo capítulo. Además, y ésta es una de las ventajas del Sistema, se ofrecen criterios para identificación en el campo, es decir, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta. Estos criterios, simples y expeditos, se detallan a continuación.

Identificación de campo de suelos gruesos

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño ½ cm como equivalente a la malla Nº 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla Nº 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar, en examen visual, los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas, con las obtenidas en laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallarán adelante, sobre la parte que

Copyrighted material

pase la malla Nº 40; si no se dispone de esta malla, el cribado puede sustituirse por una separación manual equivalente.

En ocasiones puede ser importante juzgar de la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

Identificación de campo de suelos finos

Una de las grandes ventajas del Sistema Unificado es, como se dijo, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, contando con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posea; en falta de tal apoyo, es aconsejable el comparar sistemáticamente los resultados de la identificación de campo realizada, con los del laboratorio, en cada caso en que exista la oportunidad.

Las principales bases de criterio para identificar suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

El conjunto de pruebas citadas se efectúa en una muestra de suelo previamente cribado por la malla Nº 40 o, en ausencia de ella, previamente sometido a un proceso manual equivalente.

Dilatancia

En esta prueba, una pastilla con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiera una consistencia suave, pero no pegajosa, se agita alternativamente en la palma de la mano, golpeándola secamente contra la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino, no plástico, adquiere con el anterior tratamiento, una apariencia *de hígado,* mostrando agua libre en su superficie, mientras se le agita, en tanto que al ser apretado entre los dedos, el agua superficial desaparece y la muestra se endurece, hasta que, finalmente, empieza a desmoronarse como un material frágil, al aumentar la presión. Si el contenido de agua de la pastilla es el adecuado, un nuevo agitado hará que los fragmentos producto del desmoronamiento vuelvan a constituirse.

La velocidad con la que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (*SP* y *SM*) y en algunos limos inorgánicos (*ML*), particularmente del tipo *polvo de roca*; también en tierras diatomáceas (*MH*). Al disminuir la uniformidad del suelo, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos

Copyrighted material

materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (*ML, OL*), en arcillas muy limosas (*CL-ML*) y en muchas arcillas del tipo caolín (*ML, ML-CL, MH* y *MH-CH*). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcilas situadas sobre la *línea A* (*CL, CH*) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad (*OH*).

El fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando al agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

Tenacidad

La prueba se realiza sobre un espécimen de consistencia suave, similar a la masilla. Este espécimen se rola hasta formar un rollito de unos 3 mm de diámetro aproximado, que se amasa y vuelve a rolar varias veces. Se observa cómo aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico. Sobrepasado el límite plástico, los fragmentos en que se parta el rollito se juntan de nuevo y amasan ligeramente entre los dedos, hasta el desmoronamiento final.

Cuanto más alta sea la posición del suelo respecto a la *línea A* (*CL, CH*), es más rígido y tenaz el rollito cerca del límite plástico y más rígida también se nota la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la *línea A,* tales como arcillas glaciales (*CL, CH*) los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la *línea A* (*ML, MH, OL* y *OH*) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico, casi sin excepción; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, que caigan muy abajo de la *línea A,* los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la *línea A,* excepto los *OH* próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurra hasta que se alcance el límite plástico, es una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla *CH* con $LL = 70\%$ e $I_p = 50\%$ o una *OH* con $LL = 100\%$ e $I_p = 50\%$, precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico que una arcilla glacial del tipo *CL*. En limos poco plásticos, del grupo *ML,* el límite plástico se alcanza muy rápidamente. Claro es que para que las observaciones anteriores tengan sentido, será preciso comenzar todas las pruebas con los suelos

Copyrighted material

en la misma consistencia muy aproximadamente, de preferencia cerca del límite líquido.

Resistencia en estado seco

La resistencia de una muestra de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal.

Los limos *ML* o *MH* exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad, localizados bajo la *línea A* y aun de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la *línea A* (*CL*). Resistencias medias definen generalmente arcillas del grupo *CL* o, en ocasiones, otras de los grupos *CH, MH* (arcillas tipo caolín) u *OH,* que se localicen muy cerca de la *línea A.* La mayoría de las arcillas *CH* tienen resistencias altas, así como las *CL* localizadas muy arriba de la *línea A.* Materiales *OH* con altos límites líquidos y próximos a la *línea A* también exhiben grandes resistencias. Por último, resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo *CH,* localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la *línea A.*

Color

En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien, de suelos inorgánicos.

Olor

Los suelos orgánicos (*OH* y *OL*) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

VII-5. La carta de plasticidad y las propiedades físicas del suelo

Ya se ha mencionado que las propiedades físicas de un suelo fino quedan cualitativamente definidas en forma aproximada a partir de la ubicación de ese suelo en la *Carta de Plasticidad*; sin embargo, dada la importancia del tema, resulta conveniente puntualizar algo más al-

Copyrighted material

gunas relaciones que la experiencia ha confirmado de un modo bastante digno de confianza.

La práctica de laboratorio ha indicado que la compresibilidad de los suelos, a igual carga de preconsolidación (capítulo X), es aproximadamente proporcional al límite líquido, de manera que dos suelos con el mismo límite líquido son similarmente compresibles. Al comparar las propiedades físicas de suelos que tengan el mismo límite líquido, se encuentra que, creciendo el índice plástico, aumentan las características de tenacidad y resistencia en estado seco, en tanto que disminuye la permeabilidad. El comportamiento de los suelos, al variar sus características de plasticidad puede resumirse en la tabla siguiente:

TABLA 7-1

Característica	*Límite líquido constante, pero índice plástico creciente*	*Índice plástico constante, pero límite líquido creciente*
Compresibilidad	Prácticamente la misma	Crece
Permeabilidad	Decrece	Crece
Razón de variación volumétrica	Decrece	———
Tenacidad	Crece	Decrece
Resistencia en estado seco	Crece	Decrece

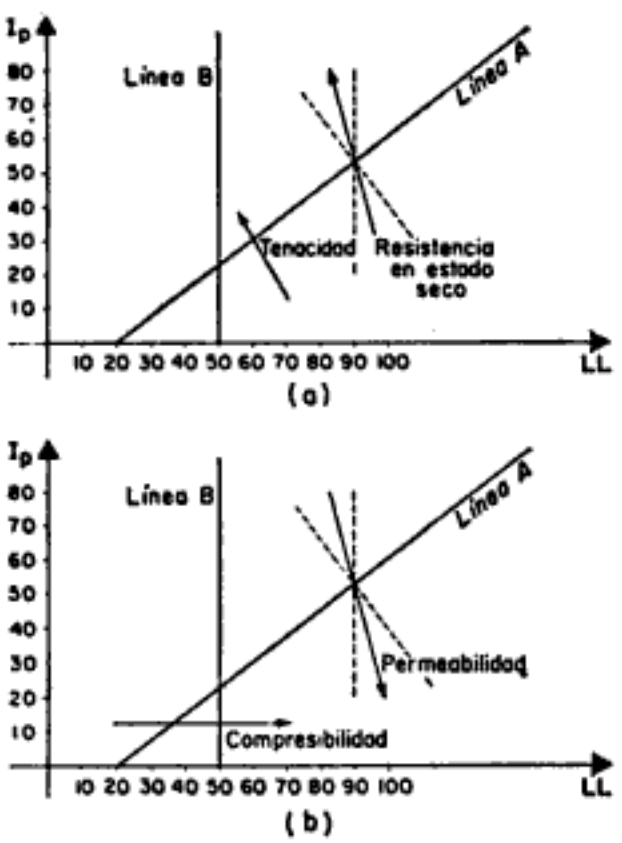


Figura VII-3. Dirección de variación de algunas propiedades físicas de los suelos en la Carta de Plasticidad.

Copyrighted material

Así, al comparar las características de plasticidad de dos suelos, puede tenerse una estimación relativa de algunas de sus propiedades físicas.

En la tabla anterior se menciona la razón de variación volumétrica, que es la rapidez con la que los suelos cambian su volumen cuando varían las condiciones de esfuerzo a que están sometidos.

Una representación gráfica de los datos contenidos en la tabla VII-1, así como de los enumerados en párrafos precedentes, se muestra en las Figs. VII-3.a y VII-3.b. En ellas se ve en forma clara la dirección de variación de algunas propiedades de interés, tomando en cuenta tanto los cambios de límite líquido, como de índice plástico de los suelos.

ANEXO VII-a

Se proporciona a continuación una tabla general, en que aparece, resumidamente, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos en conjunto.[2]

ANEXO VII-b

En esta tabla se detalla el procedimiento a seguir para lograr una identificación confiable del suelo en estudio.[3]

ANEXO VII-c

Ejercicios de clasificación

En este caso no se considera necesario presentar ningún ejercicio resuelto. El lector podrá seguir en cada uno de los propuestos las secuelas que se desprenden de las tablas de los Anexos VII-a y VII-b.

1. Clasifique el suelo.

Retenido en la malla 200: 20% (respecto al total).
Pasa la malla Nº 4: 92% (respecto al total).

$$C_u = 4;\ C_c = 1.5.$$

En la fracción fina:

$$LL = 250\%.$$
$$LP = 100\%.$$

El suelo tiene un apreciable contenido de materia orgánica.

Respuesta:

OH.

Copyrighted material

2. Clasifique el siguiente suelo:

Retenido en la malla Nº 4: 10%.
Pasa Nº 4 y es retenido en la 200: 60%.
Pasa 200: 30%.

$$C_u = 4;\ C_c = 2.$$

Fracción fina:

$$LL = 40\%.$$
$$LP = 25\%.$$

Respuesta:

SC.

3. Clasifique el siguiente suelo:

2% del material se retiene en la malla Nº 4.
90% del material pasa la malla Nº 4 y se retiene en la malla Nº 200.
8% del material pasa la malla Nº 200.

De la curva granulométrica:

$$C_u = 8;\ C_c = 2.$$

En la fracción fina:

$$LL = 45\%.$$
$$I_p = 14\%.$$

Respuesta:

SW–SM.

4. Clasifique el siguiente suelo:

Retenido en la malla Nº 200: 20%
Pasa la malla Nº 4: 92% de la muestra total.

$$C_u = 4;\ C_c = 1.5.$$

En la fracción fina:

$$LL = 250\%.$$
$$LP = 150\%.$$

No hay contenido apreciable de materia orgánica.

Respuesta:

MH.

5. Clasifique el siguiente suelo:

Pasa la malla Nº 200: 8%.

Copyrighted material

Pasa la malla Nº 4: 60% de la fracción gruesa.

$$C_u = 7;\ C_c = 5.$$

En la fracción fina:

$$LL = 60\%.$$
$$LP = 40\%.$$

Respuesta:

$$SP\text{–}SM.$$

NOTA: Para ejercitar la agudeza del lector, en algunos casos se han dado datos no utilizables.

Referencias

1. Casagrande, A.—*Classification and Identification of Soils*—American Society of Civil Engineers—Trans. Vol. 113—1948.
   (En este artículo el autor proporciona una amplia bibliografía sobre el tema.)
2. Wagner, A. A.—*The use of the Unified Soil Classification System by the Bureau of Reclamation*—Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering—Vol. I—Londres—1957.
3. Corps of Engineers U. S. Army—*Flexible Airfield Pavements*—Manual EM —1110—45—302—Apéndice II—1958.

Bibliografía

Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica—K. Terzaghi y R. B. Peck—(Trad. O. Moretto)—El Ateneo Ed.—1955.

Fundamentals of Soil Mechanics—D. W. Taylor—John Wiley and Sons Inc.—1956.

Soil Mechanics for Road Engineers—Road Research Laboratory D.S.I.R.—Her Majesty's Stationery Office—Londres—1959.

Copyrighted material

VIII

Fenómeno capílar y proceso de contracción

VIII-1. Tensión superficial. Generalidades

Cuando se altera la forma de la superficie de un líquido, de manera que el área aumente, es preciso realizar para ello un trabajo; éste se recupera cuando la superficie se retrae a su forma primitiva, de modo que la superficie en cuestión resulta capaz de almacenar energía potencial.

El trabajo necesario para aumentar el área de una superficie líquida resulta ser, experimentalmente, proporcional al aumento, definiéndose como coeficiente de tensión superficial la relación entre ambos conceptos.

$$dW = T_s dA$$

$$\therefore \quad T_s = \frac{dW}{dA}. \tag{8-1}$$

T_s es el coeficiente mencionado, que se mide en unidades de trabajo o energía entre unidades de área o sea, por ejemplo, en dinas/cm. Representa la fuerza por unidad de longitud, en cualquier línea sobre la superficie.

Puede probarse que cuando un líquido presenta al aire una superficie curva, se genera en ese *menisco* curvo un desnivel de presión, de modo que la presión en el lado convexo es siempre menor que la existente en el lado cóncavo.

Una demostración particular de esta afirmación, para el caso de un menisco semiesférico se da a continuación. En el Anexo VIII-a aparece una demostración general, para una superficie cualquiera.

Copyrighted material

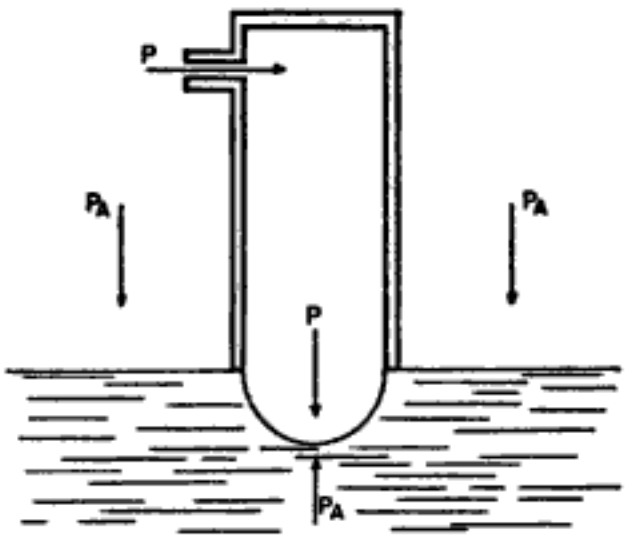


Figura VIII-1. Menisco semiesférico formado en el extremo inferior de un tubo.

En el dispositivo de la Fig. VIII-1 se inyecta aire a un tubo de pequeño diámetro (1 mm aproximadamente) a través de la boquilla, a la presión p.

El líquido enrasado en el extremo del tubo cede por la presión formando un menisco, que provoca un aumento en la superficie que encierra al tubo. Se demuestra que inmediatamente antes de que el menisco se rompa al crecer p, adopta la forma de una semiesfera.

Se supondrá al dispositivo, en lo que sigue, en esa condición.

El área de la semiesfera es:

$$A = 2\pi R^2$$

Siendo R el radio del menisco formado, que es igual al radio del tubo. Si ese radio varía a $(R + dR)$, el área de la esfera se incrementará en

$$dA = 4\pi R dR$$

y según (8–1), el trabajo necesario para lograr ese incremento será:

$$dW = 4\pi T_s R dR \qquad (8\text{–}2)$$

En el lado cóncavo del tubo existe la presión p, mientras en el convexo obra p_A = presión atmosférica, si se desprecia el pequeño aumento de presión hidrostática con la profundidad, bajo la superficie libre del líquido que rodea al tubo.

Considérese un elemento del área del menisco (dS). La fuerza neta que obra en esa área es:

$$(p - p_A)\, dS$$

y cuando el área del menisco se incrementa dA, esa fuerza realizará un trabajo

Copyrighted material

$$dW = (p - p_A)\, dS\, dR$$

ya que dR es la distancia radial recorrida por el menisco.

El trabajo total realizado en el incremento dA se puede obtener integrando la expresión anterior a toda el área del menisco, de modo que:

$$dW = (p - p_A)\, 2\pi R^2\, dR \tag{8–3}$$

Las expresiones (8–2) y (8–3) pueden igualarse:

$$4\pi T_s R dR = (p - p_A)\, 2\pi R^2\, dR$$

De donde

$$p_A = p - \frac{2T_s}{R} \tag{8–4}$$

La fórmula (8–4) indica que la presión p_A en el lado convexo del menisco es siempre menor que la presión p en el cóncavo, que en el caso de este experimento fue proporcionada con aire comprimido introducido en el tubo.

Puede verse en el Anexo VIII-a que la fórmula (8–4) es caso particular, para menisco esférico, de la fórmula de Laplace, más general, válida para una superficie de forma cualquiera.

VIII-2. Angulo de contacto

Considérese en un líquido abierto al aire la zona de contacto con la pared sólida del recipiente. De acuerdo con las leyes de la hidrostática, la superficie del líquido sería la mostrada en la Fig. VIII-2. Considérense las moléculas superficiales del líquido en la inmediata vecindad con la pared sólida.

Una de esas moléculas está solicitada por fuerzas de dos tipos: cohesión y adhesión. Las primeras son debidas a la acción de las restantes moléculas del líquido; las segundas son ejercidas por las moléculas de las paredes del recipiente. En la figura VIII-3 (a) y (b), se muestran dos posibilidades frecuentes. En (a), dada la naturaleza del líquido y del

Figura VIII-2. Contacto de un líquido y su pared, sin tomar en cuenta la formación de meniscos.

Copyrighted material

sólido, la resultante de las fuerzas de adhesión (F_A) y de cohesión (F_c) se dispone de modo que tiene la inclinación mostrada. En (b), dominan más las fuerzas de cohesión y ello hace variar la inclinación de la resultante.

Se sabe que para que un líquido pueda estar en reposo es condición necesaria que los empujes que sufra sean normales a la superficie correspondiente. Por esto, puesto que el líquido está en equilibrio, la superficie debe curvarse de modo de ser normal a las fuerzas R en cada caso. En algunos líquidos, el caso (a) es el representativo; en otros se presenta el caso (b). Así se forman los meniscos cóncavos o convexos, según la naturaleza del líquido y del material que constituya la pared del recipiente. El agua, por ejemplo, forma meniscos cóncavos con el vidrio, mientras el mercurio los forma convexos.

El ángulo que forma el menisco con la pared del recipiente se denomina *ángulo de contacto* y, en lo que sigue, se representa por α.

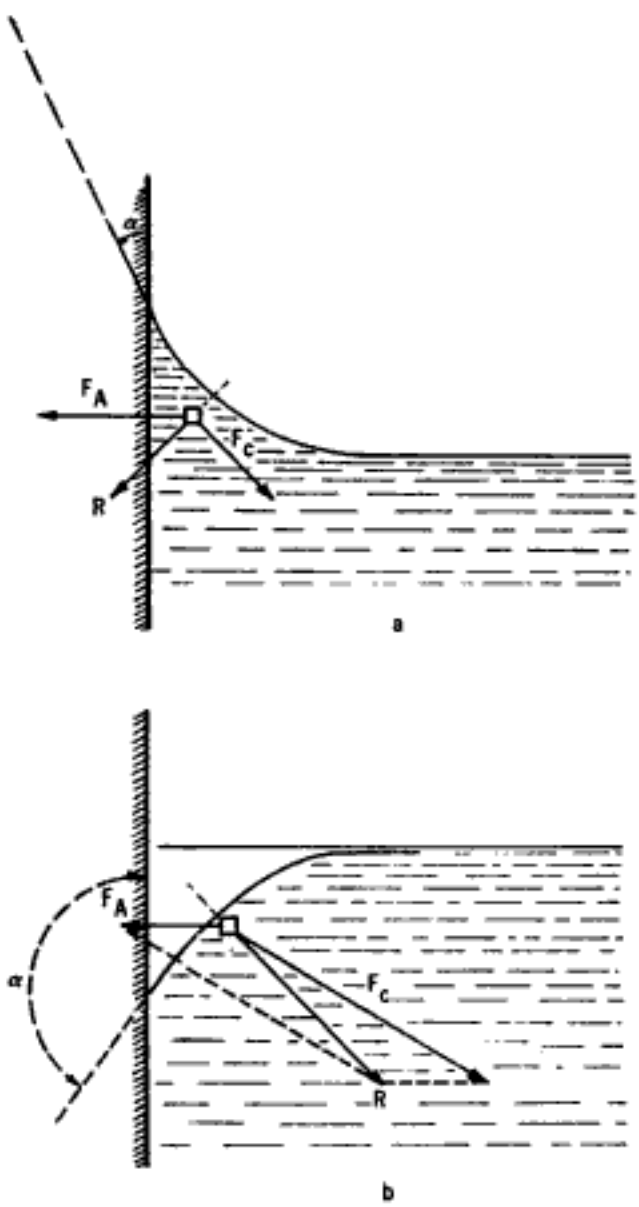


Figura VIII-3. Formación de los meniscos.

Copyrighted material

Si $\alpha < 90°$, el menisco es cóncavo; si $\alpha > 90°$ es convexo. α vale casi 0° entre vidrio limpio y húmedo y agua destilada, mientras que el mercurio y el vidrio forman menisco bajo ángulos del orden de 140°. La plata limpia y el agua producen ángulos de contacto muy cercanos a 90° (menisco recto o ausencia de él).

VIII-3. Ascensión capilar

Cuando un líquido está en contacto con las paredes de un tubo, la forma de su superfice se encorva. Si el líquido es agua y las paredes del tubo son sólidas, el menisco es generalmente cóncavo. Si el tubo es de pequeño diámetro (capilar) las alteraciones de la superficie en toda la periferia producen una superficie (menisco) cuya forma tiende a la esférica, muy aproximadamente. En adelante, se supondrá que ésa es la forma del mencionado menisco.

En VIII-1 se vio que cuando la superficie de un líquido se agrandaba, era preciso emplear para ello un trabajo, que incrementaba la energía potencial de la superficie. Tal es el caso de la formación de los meniscos, pues cualquier superficie encorvada, dentro del tubo, tiene mayor área que la superficie plana original. Luego, al formar el menisco, la superficie líquida almacena energía potencial. Si se asimila el trabajo realizado al generado por una fuerza ficticia F en el desplazamiento dx, la energía potencial almacenada será:

$$dV = -Fdx$$

$$\therefore \quad F = -\frac{dV}{dx}$$

La superficie del menisco debe ser de equilibrio, luego en la condición de menisco formado debe tenerse $F = 0$. Por lo tanto, para la superficie del líquido que forma un menisco debe cumplirse:

$$\frac{dV}{dx} = 0$$

Por lo que, en esa superficie, la energía potencial almacenada será máxima o mínima. En Mecánica es fácil demostrar que la primera condición corresponde a un equilibrio inestable y que sólo la segunda garantiza el equilibrio estable que se presenta en el menisco de un tubo capilar. Luego en la superficie del menisco la energía potencial almacenada al incrementarse el área debe ser mínima; pero en VIII-1 se vio que esa energía era proporcional al aumento del área de la superficie, luego dicha área del menisco debe cumplir la condición de exigir un cambio mínimo en su valor para cualquier cambio de la curvatura original. Es sabido que la forma esférica cumple esa notable condición. Se concluye, pues, que en un tubo capilar el menisco cóncavo del agua debe tender a formas esféricas, como formas de equilibrio estable.

Copyrighted material

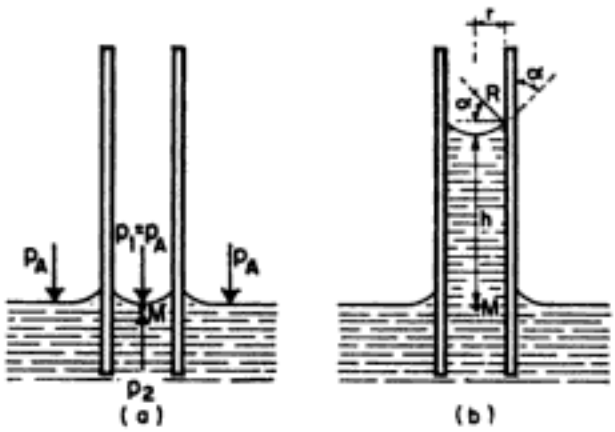


Figura VIII-4. Ascensión capilar.

Obsérvese el tubo capilar de la Fig. VIII-4 (a) con el agua colocada al ras, pero con un menisco formado.

De lo anterior se deduce que, si el tubo es de pequeño diámetro, la forma del menisco podrá considerarse cercana a la esférica, con suficiente aproximación para los fines actuales. En VIII-1 se demostró que, en este caso, la presión p_2 en el lado convexo es menor que la p_1 en el cóncavo, siendo su diferencia $\frac{2T_s}{R}$. Si el tubo está abierto al aire p_1 es la presión atmosférica, por lo que debe tenerse $p_2 <$ presión atmosférica. Pero la presión del agua inmediatamente bajo la superficie del líquido que rodea al tubo es la atmosférica, mayor que p_2, por lo que el sistema inmediatamente abajo del lado convexo del menisco no está en equilibrio, teniendo una presión neta hacia arriba igual a $p_A - p_2$. Por efecto de esta presión el agua sube por el tubo hasta formar una columna que equilibre a esa diferencia de presiones.

En la fig. VIII-4 (b) se observa que:

$$R = \frac{r}{\cos \alpha} \tag{8–5}$$

Además, según (8–4),

$$p_2 = p_A - \frac{2T_s}{R} = p_A - \frac{2T_s \cos \alpha}{r}.$$

Una vez que el agua ha subido, la presión en M es:

$$p_2 + \gamma_w h$$

pues p_a existía ya y $\gamma_w h$ es debida a la elevación de la columna capilar de altura h.

Entonces la presión en M vale:

$$p_A - \frac{2T_s \cos \alpha}{r} + \gamma_w h.$$

Pero cuando se alcanza el equilibrio esa presión debe ser la atmosférica, que tiene el líquido que rodea al tubo en su superficie.

Copyrighted material

Luego debe tenerse:

$$p_A = p_A - \frac{2T_s \cos \alpha}{r} + \gamma_w h$$

$$\therefore \quad h = \frac{2T_s \cos \alpha}{r\,\gamma_w} \tag{8-6}$$

Fórmula que da la altura a que debe ascender el agua en un capilar de radio r, suponiendo que el menisco formado es esférico, lo cual resulta razonablemente aproximado para fines prácticos.

La ecuación (8–6) muestra que, para un caso dado, la elevación capilar es inversamente proporcional al radio del tubo capilar (ley de Jurin).

VIII-4. Efectos capilares

La tensión superficial existente en la superfice de un líquido expuesto al aire es debida a la atracción intermolecular que la masa del líquido ejerce sobre aquellas moléculas situadas en la superficie. Mientras que las moléculas en el interior de la masa líquida son atraídas con fuerzas iguales por las que las rodean, esto no sucede con las moléculas de la capa superficial, pues están expuestas a atracciones de parte del aire y del líquido considerado; estas atracciones son diferentes y no se equilibran, originando un estado de tensión en toda la superficie libre del líquido (Fig. VIII-5, en la que no aparecen los efectos del aire por considerarse despreciables en comparación con los del agua.)

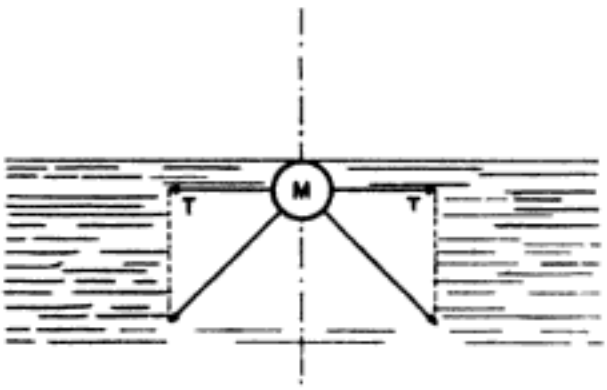


Figura VIII-5. Generación de la tensión superficial.

Entre los fenómenos causados por la tensión superficial, uno de los más característicos y de mayor importancia práctica es, como ya se dijo, el de la ascensión capilar, cuyo mecanismo teórico ha quedado brevemente descrito en los párrafos anteriores. En ellos se vio que la altura de ascensión capilar quedaba dada, en general, por la expresión:

$$h = \frac{2T_s \cos \alpha}{r\,\gamma_w} \tag{8-6}$$

Copyrighted material

En el caso del contacto agua-aire, el experimento prueba que, aproximadamente:

$$T_s = 73\frac{\text{dinas}}{\text{cm}} \doteq 0.074\frac{\text{gf}}{\text{cm}} \tag{8–7}$$

Siendo gf, gramos-fuerza. En realidad, T_s varía con la temperatura del agua y no tiene valor fijo. El valor anterior corresponde aproximadamente a 20°C. Por otra parte, en el caso de agua sobre vidrio húmedo, se vio que el ángulo de contacto α es nulo, por lo que la fórmula (8–6), puede escribirse para esas condiciones:

$$h = \frac{0.3}{D} \tag{8–8}$$

con h y D, diámetro del tubo capilar, en cm.

La distribución de esfuerzo en el líquido bajo su nivel libre, está representada por una distribución lineal, según la ley hidrostática. La prolongación de esta recta hacia arriba del nivel libre, representa también la distribución de esfuerzos en el líquido en la columna de ascensión capilar (Fig. VIII-6). Arriba del nivel libre se tendrán esfuerzos de tensión, si se toma la presión atmosférica como origen.

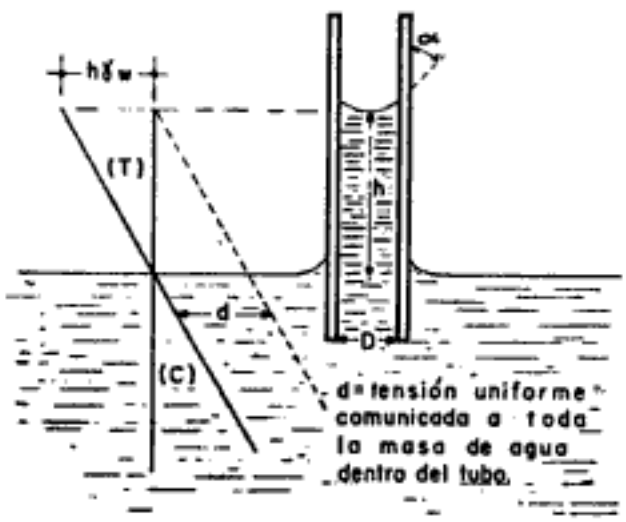


Figura VIII-6. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.

El esfuerzo de tensión en cualquier punto de la columna está dado por el producto de la distancia vertical del punto a la superficie libre del líquido y el peso específico del mismo.

Por lo tanto el esfuerzo de tensión u en el líquido, inmediatamente abajo del menisco es:

$$u = h\gamma_w = \frac{2T_s \cos\alpha}{r} = \frac{2T_s}{R} \tag{8–9}$$

donde R es el radio del menisco.

Copyrighted material

De lo anterior resulta evidente que se puede obtener un menisco totalmente desarrollado siempre que el tubo capilar sea lo suficientemente largo como para permitir que la columna de agua se eleve hasta la altura máxima de ascensión capilar h. Si el tubo es más corto, como es el caso de la Fig. VIII-7, la ascensión capilar queda restringida y el

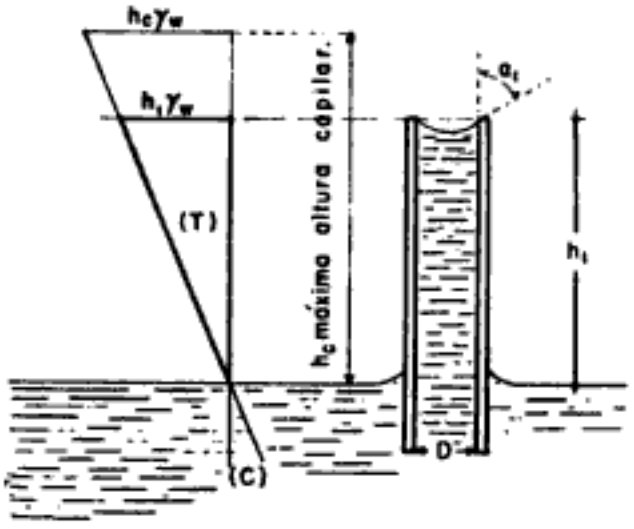


Figura VIII-7. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical, más corto que la altura máxima de ascensión capilar.

menisco formado ajustará su curvatura a la necesaria para establecer el equilibrio. Puesto que:

$$h_1\gamma_w < h\gamma_w$$

Se sigue que:

$$u_1 < u$$

Por lo tanto:

$$\frac{2T_s}{R_1} < \frac{2T_s}{R} \text{ y } R_1 > R$$

Por lo que el nuevo radio de curvatura del menisco formado (R_1) es mayor que el radio (R) del menisco formado en la columna de altura máxima h. Se sigue entonces que también

$$\alpha_1 > \alpha.$$

La tensión capilar en un líquido no sólo puede producirse por la ascensión del líquido en un tubo capilar, sino también por otros varios métodos. Por ejemplo, si un tubo capilar se llena con agua y se coloca en posición horizontal, se formarán gradualmente en sus extremos meniscos cóncavos, debido a la evaporación del agua. La curvatura del menisco en cada extremo aumentará hasta la máxima, que corresponde a la forma semiesférica entre vidrio húmedo y agua, como ya se dijo; al mismo tiempo el esfuerzo de tensión aumentará hasta su valor máximo para el diámetro de tubo de que se trate.

Copyrighted material

Si continúa la evaporación del agua, los meniscos se retraerán hacia el interior del tubo, conservando su curvatura y manteniéndose, por lo tanto, invariable la tensión en el agua. Se ve, pues, que en un tubo capilar horizontal, el esfuerzo de tensión del agua es el mismo en toda la longitud, a diferencia del tubo vertical, en donde, como se indicó, los esfuerzos siguen una ley de variación triangular.

En el caso de un capilar compuesto por la unión de dos tubos de diferente diámetro, sujeto al mismo proceso de evaporación una vez lleno de agua, podrá observarse también la formación de los meniscos cóncavos en sus dos extremos. Como el esfuerzo de tensión en el agua debe ser el mismo en ambos extremos, pues no hay diferencia de niveles entre ellos y el agua está en reposo, el radio (R) de ambos meniscos será también el mismo. Al progresar la evaporación, el radio mínimo posible se alcanzará primero en el extremo de mayor diámetro, mientras que ese mismo radio produce en el otro extremo un menisco parcialmente desarrollado. Consecuentemente, si la evaporación prosigue, el menisco del lado ancho comenzará a retraerse, mientras el otro menisco permanece en su posición. Cuando el menisco formado en el lado de diámetro más grande llegue a la unión brusca entre los dos tubos, su retracción cesará; en ese momento ambos meniscos tendrán la misma curvatura, de radio igual al radio del tubo mayor; este radio corresponde en el tubo menor a un menisco no totalmente desarrollado; al proseguir la evaporación, los dos meniscos variarán su curvatura a la vez hasta llegar a la máxima; a partir de ese momento le retracción prosigue en los dos extremos del tubo menor.

Debe tenerse presente que en todos los casos, el efecto de la tensión capilar se trasmite a toda la masa del líquido contenida en el tubo y que en algunas ocasiones es sorprendentemente grande. En efecto, si se desarrolla el anterior proceso de evaporación en un capilar de 0.00001 cm de diámetro, de acuerdo con (8–9), el esfuerzo de tensión, a menisco totalmente desarrollado, trasmitido al agua y por ésta a las paredes del tubo, sería aproximadamente de 30 atmósferas. Estos grandes esfuerzos de tensión en el agua contenida en tubos y en las paredes de éstos, sólo pueden presentarse, paradójicamente, en tubos capilares y son inexistentes en tubos de mayor diámetro, en donde la tensión del agua es siempre menor que una atmósfera.

Si en lugar de un solo capilar se tiene un sistema de tubos intercomunicados, independientemente de los diámetros todos los meniscos formados tendrán el mismo radio de curvatura en cada instante, despreciando el peso de las columnas de agua en los tubos; sin embargo, si el sistema capilar se extiende apreciablemente en dirección vertical, habrá diferencias de curvatura, a causa del peso del agua.

Por ejemplo, en el sistema de la Fig. VIII-8 se supone al agua estática; por lo tanto, la carga de velocidad en cualquier sección debe ser nula. Si se considera que la diferencia de cargas de posición es despreciable en comparación con las cargas de presión en todo el sistema, se deduce que la carga de presión, en este caso esfuerzos de tensión, es cons-

Copyrighted material

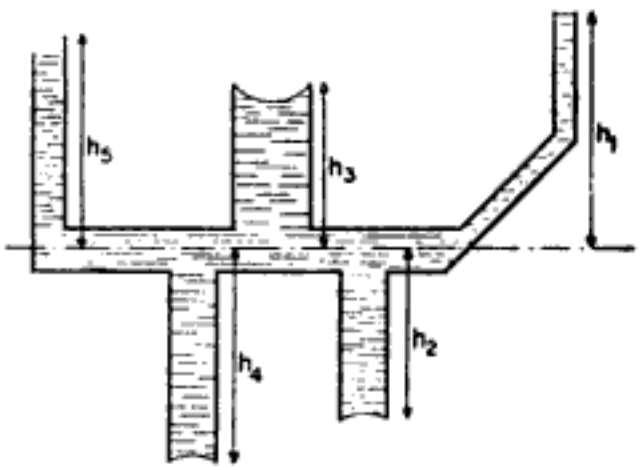


Figura VIII-8. Esquema que ilustra el comportamiento de un sistema de tubos capilares intercomunicados.

tante en toda sección del mismo y, por lo tanto, la curvatura de todos los meniscos será la misma también.

Considérese nuevamente un tubo capilar horizontal lleno de agua y expuesto a la evaporación. Durante este proceso el menisco en los extremos se desarrollará produciendo las fuerzas F_T, generadas por la tensión superficial en la periferia del menisco (Fig. VIII-9).

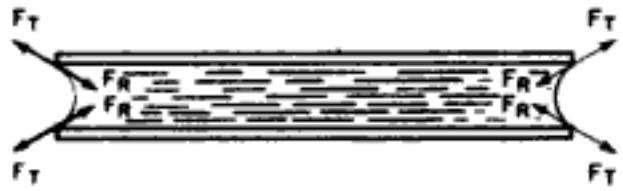


Figura VIII-9. Esquema que ilustra la generación de presiones capilares en un tubo capilar.

Por reacción a esas fuerzas, la pared del tubo sufre reacciones F_R de presión capilar. Estas reacciones tienden tanto a cerrar el tubo, como a acortar su longitud. En toda la masa del agua entre los meniscos se generan tensiones, que producen en toda la pared del tubo, como reacción, esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo. Si el tubo estuviera hecho de un material compresible, las presiones capilares le producirían realmente un estrechamiento y un acortamiento.

Una masa compresible, atravesada por tubos capilares sujetos a evaporación, se contraerá, volumétricamente hablando, como resultado de los efectos anteriores.

Una demostración simple y convincente (Terzaghi) de la existencia y acción de la presión capilar en una masa porosa, es la siguiente:

Un pedazo de algodón absorbente se satura con agua; después, dentro del agua, se comprime con la mano y seguidamente se suelta; podrá observarse que la masa se recupera, con cierta rapidez. Sin embargo, si después de comprimido se saca del agua y se abandona a sí mismo en

Copyrighted material

el aire, se notará que no se presenta recuperación visible, permaneciendo la masa comprimida. Si, posteriormente, el algodón vuelve a sumergirse, la recuperación volverá a presentarse. Este experimento se comprende fácilmente en términos de tensión capilar en el agua y presión en las paredes de los tubos capilares que atraviesan el algodón. Cuando el algodón se comprime en estado seco o sumergido, sus fibras se recuperan elásticamente al quitárseles la presión, pero si esto sucede en el aire, una muy pequeña expansión producirá los meniscos en cada canalículo y la tensión en éstos contrarresta la tendencia expansiva, dejando deformada a la masa. Al volver a sumergir la masa, los meniscos se destruyen y la expansión puede proseguir otra vez.

VIII-5. Proceso de contracción en suelos finos

Con las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, es posible comprender el mecanismo de contracción de los suelos finos, hecho experimental de conocimiento común, así como las razones para el mismo.

Un suelo saturado exhibe primeramente una superficie brillante, que cambia a opaco al formarse por evaporación, los meniscos cóncavos en cada poro. Al irse evaporando el agua, va disminuyendo el radio de curvatura de esos meniscos y aumentando, por lo tanto, la presión capilar sobre las partículas sólidas, que por este efecto, se comprimen. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la presión capilar sea incapaz de producir mayor deformación; en ese momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Macrofísicamente ese momento está señalado por el cambio de tono del suelo, de oscuro a más claro.

En el suelo los poros y canalículos ocupados por el agua no son de tamaño uniforme, sino que varían entre amplios límites, por lo que el agua no se retraerá al mismo tiempo hacia el interior de la masa, comenzando el proceso en los poros de mayor diámetro, según se desprende del análisis anterior del tubo compuesto (VIII-4). Estadísticamente puede decirse que toda la gama de diámetros de los canalículos existentes se presentan a lo largo de un capilar, en una distancia relativamente pequeña a partir de la superficie. Esta distancia puede ser del orden de 2.5 cm, en arenas gruesas, pero en arcillas ordinarias, con diámetros de poro comprendidos entre 0.1 y 0.001 de micra, todos ellos se presentan a una distancia del exterior no mayor que una fracción de milímetro. Por lo tanto, aun cuando una de las aberturas de la superficie corresponda al mayor diámetro que pueda encontrarse en la muestra total de suelo, el menisco necesitará retraerse muy poco para llegar a una zona de pequeño diámetro, en la cual pueda desarrollar esfuerzos de tensión importantes. Finalmente, cada menisco se retraerá al diámetro de poro más pequeño para el que un menisco totalmente desarrollado produzca en el suelo la máxima presión capilar que pueda deformar la estructura al máximo. En ese instante, con su máxima contracción alcan-

Copyrighted material

zada bajo esa máxima presión capilar que el agua ejerce, el suelo habrá llegado a su límite de contracción. Cualquier evaporación posterior hará que los meniscos se retraigan hacia el interior sin más incremento en la presión capilar, pues el diámetro de los poros ya no disminuye.

Una manera sencilla de visualizar el proceso de secado de un suelo fino es la que se expone a continuación, haciendo uso del esquema de la Fig. VIII-10. En la parte izquierda aparece una gráfica que representa el mínimo diámetro de poro que existe en el suelo para la correspondiente relación de vacíos.

Según lo anterior, cada menisco se retraerá finalmente hasta el diámetro mínimo del canalículo, antes de que empiece el retiro general hacia el interior de la masa. Este diámetro mínimo, como todos los demás, disminuye al disminuir la relación de vacíos.

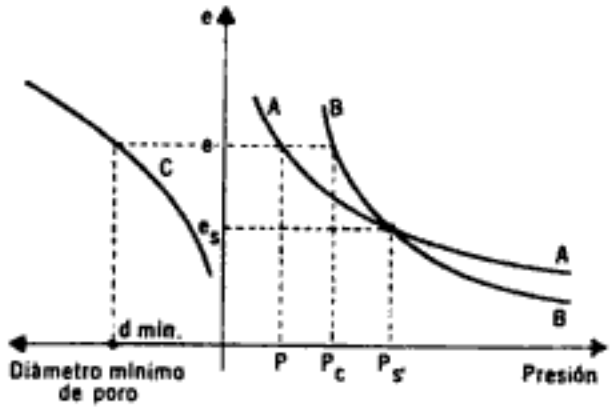


Figura VIII-10. Esquema para ilustrar el proceso de contracción de un suelo fino.

En la parte derecha de la Fig. VIII-10, se muestra la relación entre la presión y la relación de vacíos (curva *A*), obtenida al comprimir una muestra confinada del suelo; esta curva indica la presión que debe aplicarse al suelo para que llegue a una relación de vacíos determinada. La curva *B* representa la máxima presión capilar que puede desarrollarse para una *e* dada.

Si la muestra se comprime con una presión p y llega a una relación de vacíos e, el diámetro de poro mínimo ($d_{\text{mín.}}$) correspondiente produciría una compresión capilar máxima (p_c), al llegar los meniscos a su desarrollo total.

Si la muestra llega a la relación de vacíos e a través de un proceso de evaporación, la presión necesaria en la fase sólida será p, que debe ser proporcionada por los efectos capilares. Pero esta presión p es aún menor que la p_c máxima que puede desarrollarse por capilaridad; así, el suelo llegará a la oquedad e sin necesidad de que los meniscos se desarrollen por completo; basta que se desarrollen parcialmente. Si la evaporación continúa, llega un momento en que toda la presión capilar que pueda desarrollarse se requiere para mantener al suelo comprimido; en esa presión y correspondiente relación de vacíos, las curvas *A* y *B* se

Copyrighted material

interceptan, pues $p_c = p$. La relación de vacíos e_s correspondiente a ese punto representa la condición crítica en la que los meniscos deben estar totalmente desarrollados para mantener el suelo comprimido a la presión necesaria para dar esa e_s. Si la evaporación continúa, ya el efecto capilar no es suficiente para producir la presión necesaria para lograr nuevas disminuciones de la relación de vacíos; los meniscos penetrarán en la masa. Por lo tanto, en la intersección de las curvas A y B el suelo tendrá el mínimo volumen a que puede llegar por secado; se habrá así llegado al *límite de contracción* (capítulo VI). Debe observarse que el límite de contracción es el único momento en que los meniscos están totalmente desarrollados en el agua; para relaciones de vacíos mayores, hay una reserva de presión capilar no utilizada; relaciones de vacíos menores no pueden producirse por secado y efectos capilares.

ANEXO VIII-a

Fórmula de Laplace

La fórmula de Laplace demuestra que, en una superficie líquida de forma cualquiera, de curvatura media no nula, se engendra una diferencia de presión en ambos lados del menisco, siendo menor la presión en el lado convexo que en el cóncavo.

Sea una superficie líquida Σ, regular, cualquiera, a la que se supone curvatura media no nula. Con centro en O y radio dr trácese una esfera.

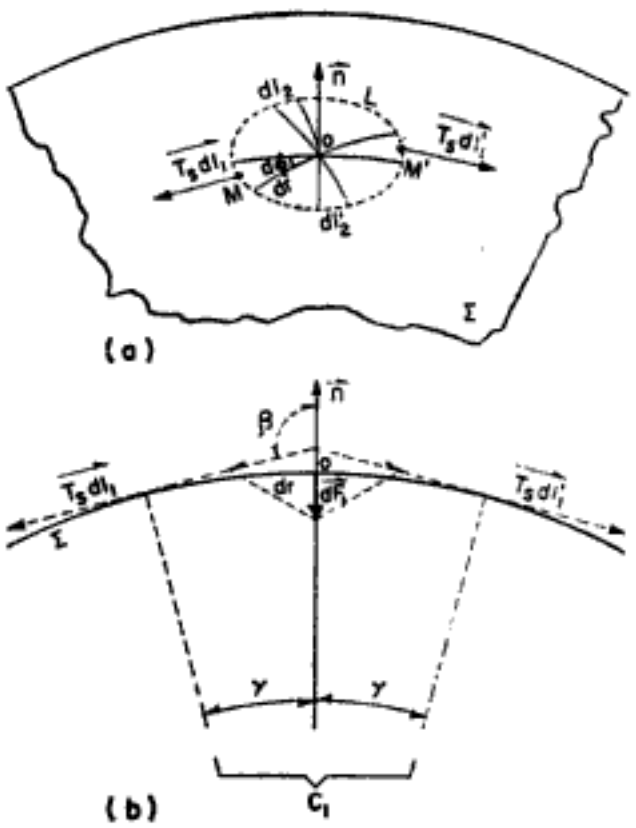


Figura VIII-a.1. Esquema considerado en la demostración de la fórmula de Laplace.

Copyrighted material

Si la superficie es regular y se desprecian magnitudes de orden superior, la traza de la esfera sobre la superficie Σ es una circunferencia de centro en O y radio dr, su área será:

$$d_s = \pi(dr)^2$$

Dos diámetros vecinos, que formen entre sí un ángulo $d\phi$, cortan a la circunferencia formando los arcos dl y dl', teniéndose:

$$dl = dl' = d\phi \cdot dr.$$

Sobre esas longitudes obrarán las fuerzas superficiales $\overrightarrow{T_s dl_1}$ y $\overrightarrow{T_s dl_1'}$, tangentes a Σ y normales a los arcos.

A causa de la curvatura de Σ, las dos fuerzas anteriores tienen una resultante $\overrightarrow{dF_1}$, dirigida según la normal interior a la superficie en O. Se tiene, en la dirección de la normal n:

$$\overrightarrow{dF_1} = 2T_s\, dl_1 \cos\beta = -2T_s\, dl_1 \operatorname{sen}\gamma =$$

$$= 2T_s\, d\phi\, dr \frac{dr}{r_1} = 2T_s(dr)^2\, d\phi \frac{1}{r_1}$$

r_1 es el radio de curvatura en O, correspondiente a la sección $MOM'C_1$ (positivo o negativo, según OC_1 esté en el sentido de la normal n o en el contrario).

El par de diámetros normales a los anteriores producen las fuerzas

$$\overrightarrow{T_s\, dl_2} \quad \text{y} \quad \overrightarrow{T_s\, dl'_2}$$

cuya resultante $\overrightarrow{dF_2}$ es análogamente:

$$dF_2 = 2T_s(dr)^2\, d\phi \frac{1}{r_2}$$

r_2 es el radio de curvatura de la nueva sección. Los cuatro arcos producen una fuerza normal $\overrightarrow{dF}$ que está dada por:

$$\overrightarrow{dF} = \overrightarrow{dF_1} + \overrightarrow{dF_2} = 2T_s(dr)^2\, d\phi \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right)$$

Si R_1 y R_2 son los radios principales de curvatura de Σ en el punto, se tiene, por una propiedad de Geometría Diferencial.

Copyrighted material

$$\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} = \text{constante}$$

pues las secciones consideradas son normales entre sí.

Tomando en cuenta lo anterior, resulta:

$$\overrightarrow{dF} = 2T_s(dr)^2\, d\phi \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$$

Lo que puede integrarse respecto a ϕ de O a $\frac{\pi}{2}$, sumando las acciones normales de los elementos del tipo dl_1 y dl_2 en toda la circunferencia; así se tiene dT que mide la acción normal producida por la tensión superficial en todo el contorno de radio dr.

$$dT = 2T_s \frac{\pi}{2} (dr)^2 \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right) = T_s\, dS \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$$

Si en el lado convexo del menisco obra la presión p_o y en el cóncavo la p, y además la superficie está en equilibrio, debe tenerse

$$p_1 = p - p_s.$$

De donde:

$$p - p_o = T_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right) \qquad (8\text{–a.1})$$

que es la fórmula de Laplace.

Si el menisco se considera esférico $R_1 = R_2 = R$ y por lo tanto

$$p - p_o = \frac{2T_s}{R}$$

que es la fórmula (8–4), en la que R es el radio de la esfera.

ANEXO VIII-b

Presión de gases en burbujas y vacíos

Comúnmente un suelo *saturado* contiene una cierta cantidad de gas libre en estado discontinuo (aire, en la mayoría de los casos, aunque otros gases producto de procesos químicos en el suelo, aparecen con frecuencia). Terzaghi considera dos modos principales en los que el aire aparece en el suelo: *burbujas* y *vacíos*. Las primeras ocurren cuando el gas está rodeado totalmente por agua. Se tiene un vacío cuando una porción de gas ocupa un espacio rodeado de meniscos separados entre sí por partículas sólidas (Fig. VIII-b.1).

Copyrighted material

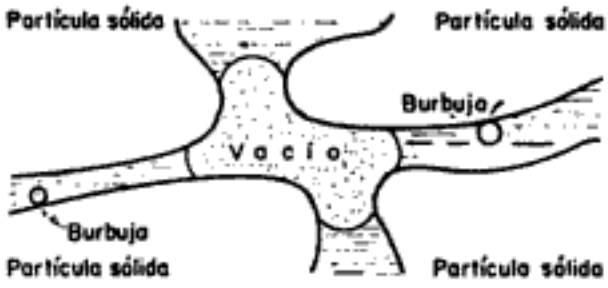


Figura VIII-b.1. Burbujas y vacíos.

A temperatura constante, la presión de gas en la burbuja depende exclusivamente del peso del gas encerrado y del esfuerzo en el agua (suponiendo que no haya disolución).

En los vacíos depende, además, del acomodo de las partículas sólidas que rodean al vacío.

Considérese el tubo compuesto, de diámetros capilares, que aparece en la Fig. VIII-b.2. El agua contenida en el tubo está sujeta a evaporación, de modo que en los extremos se formarán meniscos cóncavos. En la ampliación *A* existe una burbuja gaseosa *B* adherida a su parte superior. Durante el proceso de evaporación está aumentando el esfuerzo de tensión en el agua, cuyo valor máximo está determinado por el diámetro de los tubos capilares extremos.

Figura VIII-b.2. Burbuja formada en un tubo capilar.

Suponiendo que el peso del gas contenido en la burbuja es independiente del esfuerzo en el agua y despreciando, además, las fuerzas gravitacionales, considérese el equilibrio de la burbuja al cabo de un cierto tiempo t_1. Sea d_1 el diámetro de la burbuja en este instante y p_1 y u_1 las presiones de gas e hidrostática correspondientes, ambas con relación a la presión atmosférica. Se puede escribir (Fig. VIII-b.3).

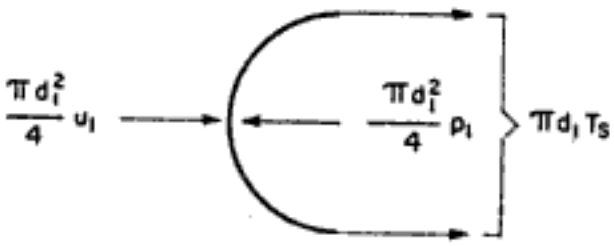


Figura VIII-b.3. Fuerzas actuantes en una burbuja en equilibrio.

Copyrighted material

$$\pi d_1 T_s = \frac{\pi d_1^2}{4}(p_1 - u_1)$$

$$\therefore \quad p_1 = u_1 + \frac{4T_s}{d_1} \tag{8–b.1}$$

que es la expresión (8–4).

Cuando el diámetro de la burbuja tiende a cero, la presión del gas tiende a infinito. Sin embargo, esta ecuación pierde su validez en el intervalo de dimensiones moleculares.

De acuerdo con la ley de Boyle-Mariotte, el producto del volumen y la presión absoluta se mantiene constante, si la temperatura no varía. Considerando un instante posterior del proceso de evaporación $t > t_1$, el diámetro d de la burbuja y la presión absoluta del gas $p + p_A$ (p_A, presión atmosférica) debe satisfacer, consiguientemente, la ecuación:

$$(p_1 + p_A) d_1^3 = (p + p_A) d^3$$

pues los volúmenes son proporcionales al cubo de los diámetros.

$$\therefore \left(u_1 + \frac{4T_s}{d_1} + p_A\right) d_1^3 = \left(u + \frac{4T_s}{d} + p_A\right) d^3 \tag{8–b.2}$$

Resolviendo esa ecuación para u se obtiene:

$$u = \frac{d_1^3}{d^3}\left(u_1 + \frac{4T_s}{d_1} + p_A\right) - \frac{4T_s}{d} - p_A \tag{8–b.3}$$

Derivando esta ecuación con respecto a d se puede obtener la rapidez con la que varía el diámetro d de la burbuja al disminuir la presión hidrostática u (o aumentar el esfuerzo de tensión) durante el proceso de evaporación.

$$\frac{du}{dd} = -\frac{3d_1^3}{d^4}\left(u_1 + \frac{4T_s}{d_1} + p_A\right) + \frac{4T_s}{d^2}$$

$$\therefore \quad \frac{dd}{du} = -\frac{d^2}{\frac{3d_1^2}{d^2}(u_1 + p_A) + 4T_s\left(\frac{3d_1^2}{d^2} - 1\right)} \tag{8–b.4}$$

Se observa que para un valor de

$$d = d_c = d_1\sqrt{3}\sqrt{\frac{d_1(u_1 + p_A)}{4T_s} + 1} \tag{8–b.5}$$

la rapidez de crecimiento de la burbuja es igual a infinito.

La presión correspondiente al instante en que se alcanza el diámetro crítico dc se obtiene sustituyendo este valor para d en la ecuación (8–b.3):

Copyrighted material

$$u_c = -\frac{8}{3}\frac{T_s}{d_c} - p_A \qquad (8\text{–b.6})$$

La presión de gas correspondiente se obtiene tomando en cuenta la ecuación (8–b.1).

$$p_c = u_c + \frac{4T_s}{d_c} = \frac{4}{3}\frac{T_s}{d_c} - p_A \qquad (8\text{–b.7})$$

Cuando la presión hidrostática alcanza el valor u_c (8–b.6), la burbuja se dilata y continúa su expansión hasta que la cámara A (Fig. VIII-b.2) se vacíe, pasando la burbuja a ser un vacío (Fig. VIII-b.4), limitado por las paredes de dicha cámara y los dos meniscos en los tubos de menor diámetro.

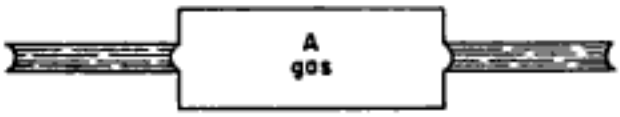


Figura VIII-b.4. Formación del vacío a partir de la burbuja.

La presión manométrica (p_v) del gas en el vacío, puede obtenerse conociendo el volumen de la cámara A (V) y aplicando otra vez la ley de Boyle-Mariotte:

$$V(p_v + p_A) = \frac{1}{6}\pi d_1^3 (p_1 + p_A)$$

$$\therefore \quad p_v = \frac{\pi d_1^3}{6V}(p_1 + p_A) - p_A \qquad (8\text{–b.8})$$

Si se habla en términos de presiones absolutas, tanto en la burbuja (p'_1) como en el vacío (p'_v), se tiene, para esta última:

$$p'_v = \frac{\pi d_1^3}{6V} p'_1 \qquad (8\text{–b.9})$$

Nótese que ahora la presión en el vacío es función del volumen de éste, al cual se ha dilatado el gas. La curvatura de los meniscos restantes podrá obtenerse aplicando la fórmula de Laplace (Anexo VIII-a) o la forma simplificada (8–4).

En una muestra de suelo sujeta a evaporación, los canalículos hacen el papel de los capilares de las figuras anteriores. Como es muy probable que un suelo *totalmente* saturado contenga gas en pequeñas burbujas, existirá generalmente un esfuerzo de tensión mínimo que iniciará el proceso de conversión de burbujas a vacíos. El proceso se iniciará en las burbujas mayores, prosiguiendo después con las de menor diámetro; en efecto, d_c crece con d_1 (diámetro de la burbuja) y $-u_c$ (esfuerzo de ten-

Copyrighted material

sión necesario en el agua para que la burbuja llegue al diámetro crítico de expansión d_c) decrece con d_c. Luego $-u_c$ decrece también con d_1; para d_1 grande $-u_c$ es chico y el agua llega antes a este valor de u, a medida que crecen los esfuerzos de tensión en ella.

Existe, sin embargo, una limitación importante a los fenómenos anteriores y es que para que la burbuja se convierta en vacío es preciso que el agua de la cámara A pueda drenarse bruscamente, permitiendo la expansión del gas. En el caso del tubo capilar compuesto de la Fig. VIII-b.2, por ejemplo, al empezar a crecer la burbuja y alcanzar su d_c, el agua que tiende a salir hace que la curvatura de los meniscos extremos tienda a disminuir, relajándose así el esfuerzo de tensión en el agua, lo que hace que a su vez la burbuja salga de nuevo de su condición crítica de expansión.

Así la burbuja tenderá a hacerse vacío, pero el fenómeno resultará gobernado en el tiempo por la velocidad de evaporación en los extremos de los capilares de menor diámetro. No obstante, si la cámara A está comunicada por los capilares a otras cámaras o depósitos a los que se pueda drenar bruscamente el agua, puede ocurrir el fenómeno de formación rápida de vacíos. En los suelos estas condiciones se presentan con frecuencia.

Cabe notar que la tensión crítica del agua, a la cual comienza la conversión de burbujas en vacíos es, muy probablemente, menor que la tensión en el límite de contracción[1] de modo que antes de llegar el suelo a éste, se forman los vacíos. Así pues, en el límite de contracción el contenido gaseoso de un suelo será alto, en vez de estar el suelo totalmente saturado de agua, como se ha considerado tradicionalmente.

ANEXO VIII-c

Problemas resueltos

1. Calcular la tensión capilar máxima, en g/cm², en un tubo con 0.005 mm de diámetro. Calcule la ascensión capilar máxima del agua en dicho tubo.

Solución:

Aplicando la expresión (8–9):

$$u = \frac{2T_s}{R} = \frac{2 \times 0.074 \frac{\text{g}}{\text{cm}}}{0.00025 \text{ cm}} = 592 \frac{\text{g}}{\text{cm}^2}.$$

También:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} = 592 \text{ cm} \quad \therefore \quad h = 5.92 \text{ m}.$$

Copyrighted material

2. ¿Cuál será la altura que alcance el agua en un tubo vertical con $D = 0.4$ mm, si $\alpha = 30°$?

Según la fórmula (8–6):

$$h = \frac{2T_s \cos \alpha}{r\gamma_w} = \frac{2 \times 0.074 \left(\frac{g}{cm}\right) \times \cos 30°}{0.02 \text{ (cm)} \ \ 1 \left(\frac{g}{cm^3}\right)} = 6.4 \text{ cm}$$

3. Dos tubos capilares de diámetros D_1 y D_2 se unen para formar un solo tubo. El sistema se llena de agua y se coloca en posición horizontal, dejando que el agua se evapore libremente en ambos extremos del tubo compuesto:

a) ¿En qué extremo se tendrá primero el menisco totalmente desarrollado? Explique.

b) Suponiendo que el menisco está totalmente desarrollado en un extremo, obtenga una expresión para el ángulo de contacto en el otro extremo, en función de los diámetros D_1 y D_2.

Solución:

a) Sea $D_1 < D_2$.

De la fórmula (8–9), se sigue que el esfuerzo de tensión en el agua es inversamente proporcional al radio del menisco.

Como el sistema es horizontal, el esfuerzo de tensión en el agua será el mismo en todo punto (despreciando la altura del sistema). Por lo tanto, la curvatura de ambos meniscos deberá ser la misma en todo instante en ambos extremos, de donde se sigue que el menisco se desarrolla por completo, en primer lugar, en el extremo de mayor diámetro (D_2).

b) Según la fórmula (8–9); cuando se desarrolla totalmente el menisco en D_2:

$$u = \frac{4T_s \cos \alpha}{D_1} = \frac{4T_s}{D_2}.$$

De donde:

$$\alpha = \text{ang cos} \frac{D_1}{D_2}.$$

4. La Fig. VIII-c.1 muestra un recipiente de vidrio totalmente lleno de agua. En su superficie superior hay un orificio de diámetro $D_1 = 0.01$ cm y en él el menisco está totalmente desarrollado. En su superficie interior hay otro orificio de diámetro D_2.

a) ¿Cuál es el máximo valor que puede tener D_2 si el menisco en ese orificio está también totalmente desarrollado?

b) Si $D_1 = D_2 = 0.01$ cm, encuentre el ángulo de contacto, α_2, en el orificio inferior, cuando en el superior el menisco está totalmente desarrollado.

Copyrighted material

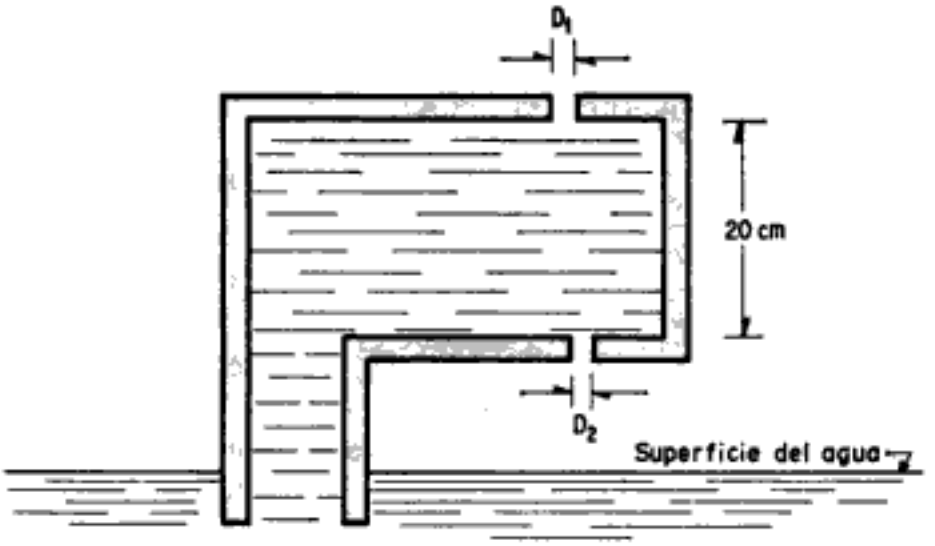


Figura VIII-c.1. Diagrama explicativo.

Solución:

Se usará sistema c.g.s.

a) De la fórmula (8–9):

La tensión en el menisco del orificio superior será:

$$u_1 = \frac{4 \times T_s}{D_1} = \frac{0.3}{0.01} = 30 \text{ g/cm}^2.$$

La tensión en el orificio inferior, cuando el menisco está totalmente desarrollado será:

$$u_2 = \frac{4T_s}{D_2} = \frac{0.3}{D_2}$$

El equilibrio del sistema es, considerando negativas las tensiones:

$$-\frac{4T_s}{D_1} + 20 = -\frac{4T_s}{D_2}.$$

De donde:

$$-30 + 20 = -\frac{0.30}{D_2}$$

$$\therefore\ D_2 = 0.03 \text{ cm}.$$

b) Con la misma fórmula (8–9) y el equilibrio del sistema, puede ponerse:

Copyrighted material

$$-\frac{4T_s}{D_1}+20=-\frac{4T_s\cos\alpha}{D_2}.$$

De donde:

$$-\frac{0.3}{0.01}+20=-\frac{0.3}{0.01}\cos\alpha$$

$$\therefore\quad \alpha=\text{ang}\cos\tfrac{1}{3}.$$

Problemas propuestos:

1. Calcule, en la figura, la h máxima compatible con el equilibrio.

Respuesta:

$$h_{\text{máx.}}=\frac{0.3}{D_2\,\gamma_w}.$$

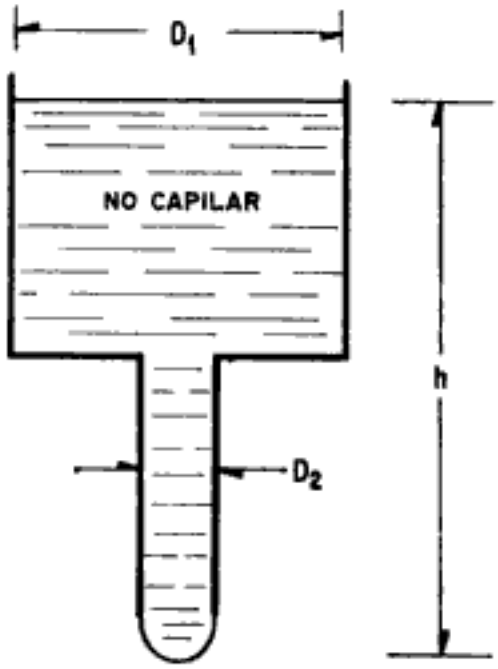


Figura VIII-c.2.

2. Si en D_1 (Fig. VIII-c.3) el menisco está totalmente desarrollado, proporcione el valor de D_2.

Respuesta:

$$D_2=\frac{4T_s\cos\alpha_2\,D_1}{4T_s-D_1H\gamma_w}$$

Copyrighted material

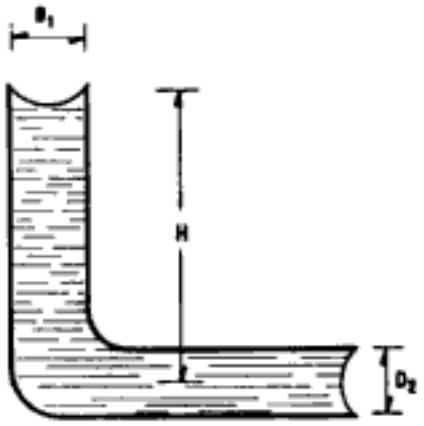


Figura VIII-c.3.

3. Al formarse totalmente el menisco en el extremo en que se forme primero, diga cuánto vale el esfuerzo de tensión en el agua en el sistema de tubos.

Respuesta:

$$u = 2.96 \frac{g}{cm^2}$$

Figura VIII-c.4.

Referencias

1. Juárez Badillo E.—*Teoría de Grietas de Tensión*—Tesis doctoral—México, D. F.—1961.

Bibliografía

Principles of Physics—F. W. Sears—Addison—Wesley Press, Inc.—1947.
Física General y Experimental—(Tomo I)—E. Perucca—(Trad. J. Mañas B.) —Ed Labor, S. A.—1948.
Física Teórica (Tomo I)—G. Jager—(Trad. J. M. Plans)—Ed. Labor, S. A.—1942.
Tratado de Física—W. H. Westphal (Trad. J. M. Vidal)—Ed Labor, S. A.—1951.
Física Sperimentale e Applicata—G. Castelfranchi—U. Hoepli Ed—1954.
Theoretical Soil Mechanics—K. Terzaghi—John Wiley and Sons, Inc.—1956.
Traité de Mecanique des Sols—A. Caquot y J. Kerisel—Gauthier—Villars Editeur—1956.
Fundamentals of Soil Mechanics—D. W. Taylor—John Wiley and Sons, Inc.—1956.
Soil Mechanics for Road Engineers—Department of Scientific and Industrial Research—London—Her Majesty's Stationery Office—1959.
Soil Physics—L. D. Baver—John Wiley and Sons, Inc.—1948.
The Physical Properties of the Soil—B. A. Keen—Longmaus, Green Co. (London)—1931.

Copyrighted material

IX

Propiedades hidráulicas del suelo

IX-1. Flujos laminar y turbulento

Los problemas relativos al flujo de líquidos en general, pueden dividirse en dos grupos principales: los que se refieren a flujo laminar y aquellos que tratan con flujo turbulento.

Un flujo se define como laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí en toda su longitud, excepción hecha del efec-

Figura IX-1. Distinción experimental objetiva entre el flujo laminar y el turbulento.

to microscópico de mezcla molecular. El flujo turbulento ocurre cuando la condición anterior no se cumple. Una línea de flujo se define como la línea ideal que en cada punto tiene la dirección del flujo, en el instante de que se trate; en todo punto el vector velocidad y la línea de flujo que pasa por él, serán tangentes. Si en un tubo se inserta una fuente puntual de tintura, como se muestra en la Fig. IX-1, se tiene una distinción objetiva de los dos tipos de flujo mencionados observando la trayec-

Copyrighted material

toria trazada por la tintura, que puede asimilarse a una línea de flujo, si éste está establecido.

Se sabe que a velocidades bajas un flujo ocurre en forma laminar, mientras que al aumentar aquéllas se llega a un límite en que se transforma en turbulento; si en ese punto la velocidad se reduce, el flujo volverá a ser laminar, pero la nueva transición ocurre, generalmente, a menor velocidad que la primera. Esto indica la existencia de un intervalo de velocidades en el cual el flujo puede ser laminar o turbulento. Reynolds probó que existe una cierta velocidad en cada líquido abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta velocidad se define como la *crítica*. Similarmente, existe una velocidad mayor arriba de la cual el flujo siempre es turbulento: en el caso del agua esta segunda velocidad es, aproximadamente, igual a 6.5 veces la velocidad crítica. Reynolds encontró que la velocidad crítica del agua puede expresarse por la ecuación:

$$v_c = \frac{36}{1 + 0.0337\,T + 0.00022\,T^2}\,\frac{1}{D} \qquad (9\text{–}1)$$

Donde:

v_c = Velocidad crítica, en cm/seg.
T = Temperatura del agua, en °C.
D = Diámetro de la conducción, en cm.

Así, la velocidad crítica resulta ser inversamente proporcional al diámetro de la conducción por la que ocurre el flujo.

En la Fig. IX-2 se muestra la variación de la velocidad con el gradiente hidráulico en flujo laminar y turbulento. La diferencia principal entre ambos estriba en que en el flujo laminar, la energía disponible se pierde por resistencias viscosas entre las diversas láminas líquidas en deslizamiento relativo.

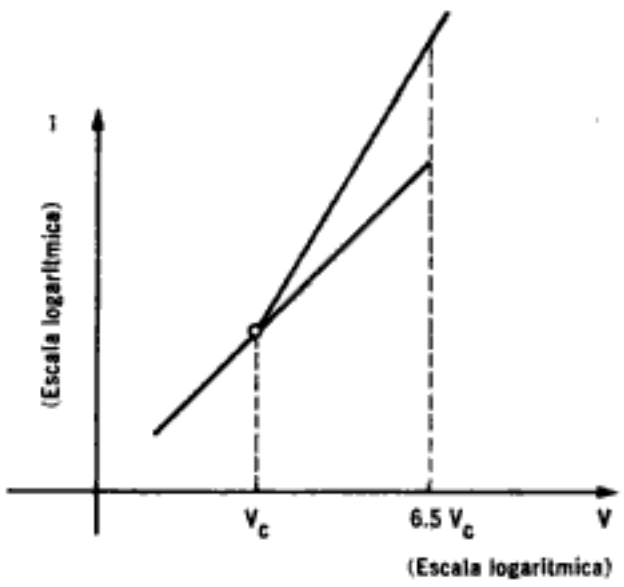


Figura IX-2. Variación de la velocidad con el gradiente hidráulico en el flujo laminar y turbulento.

Copyrighted material

Si una masa de agua fluye con la misma velocidad en cada punto (flujo uniforme) no habrá pérdidas de energía, pero esta condición nunca existe en conductos, debido a la resistencia que generan las fronteras, lo cual produce una distribución de velocidades del tipo de la que aparece en la Fig. IX-3. En el Anexo IX-a se discute el régimen de Poiseuille como representativo de este tipo.

En el caso del flujo turbulento, por otra parte, existe una pérdida continua de energía debido a las velocidades diferentes de las partículas adyacentes de líquido aun cuando la masa fluya a velocidad constante.

Figura IX-3. Distribución de velocidades en un conducto con flujo laminar.

Estrictamente hablando, el flujo turbulento es de por sí, no establecido y no uniforme, ya que existen en él movimientos irrestrictos de masas finitas superpuestas al movimiento del conjunto de fluido. Es conveniente, sin embargo, distinguir entre el movimiento secundario de la turbulencia y el primario de todo el fluido y clasificar el flujo turbulento como establecido y no establecido, uniforme y no uniforme, rotacional e irrotacional, sin atender a las turbulencias perturbadoras.

La velocidad media en un conducto en régimen laminar o turbulento es función de la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud (gradiente hidráulico i). En el flujo turbulento la velocidad es aproximadamente proporcional a $\sqrt{i}$ y más exactamente a $i^{\frac{4}{7}}$. En el flujo laminar la velocidad resulta ser proporcional a i, simplemente.

IX-2. Ley de Darcy y coeficiente de permeabilidad

El flujo de agua a través de medios porosos, de gran interés en la Mecánica de Suelos, está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Henri Darcy en 1856. Darcy investigó las características del flujo del agua a través de filtros, formados precisamente por materiales térreos, lo cual es particularmente afortunado para la aplicación de los resultados de la investigación a la Mecánica de Suelos.

Trabajando con dispositivos de diseño especial, esencialmente reproducidos en el esquema de la Fig. IX-4, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto queda expresado por:

$$Q = \frac{dV}{dt} = kAi \quad \left(\frac{\text{cm}^3}{\text{seg}}\right) \tag{9–2}$$

A es el área total de la sección transversal del filtro e i el gradiente hidráulico del flujo, medido con la expresión

Copyrighted material

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

En cualquier punto del flujo la altura piezométrica h es la carga de la elevación z del punto, más la carga de presión en dicho punto (p/γ_w). La carga de velocidad se desprecia en razón de la pequeñez de las velocidades que el agua tiene a través del medio poroso. La diferencia $h_1 - h_2$ representa la pérdida de energía sufrida por el flujo en el desplazamiento L; esa energía perdida se transforma en calor. Hablando con mayor precisión, debería escribirse:

$$h = z + \int_{p_o}^{p} \frac{dp}{\gamma_w}$$

en donde γ_w es alguna función de la presión, entre un valor inicial p_o y el valor p, a la altura z. Sin embargo, no es grave ignorar la variación del peso específico respecto a la distribución de presión, considerando a γ_w constante.

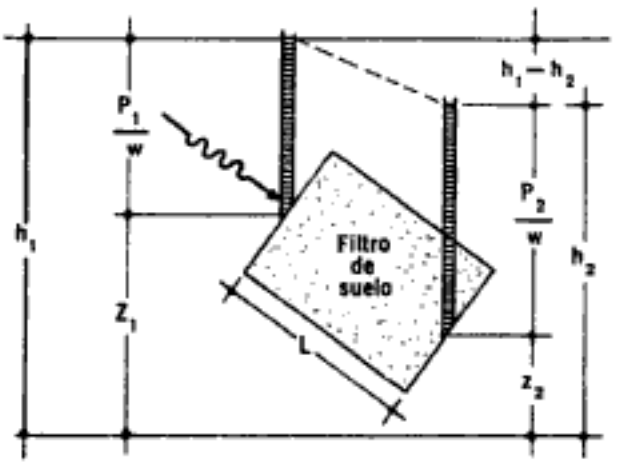


Figura IX-4. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

Nótese que en la Fig. IX-4, por ejemplo, el agua fluye de un punto a menor presión a otro a mayor y es que la carga hidráulica total es suma de los dos factores mencionados y no sólo de la presión; es claro que en flujo horizontal el gradiente de presión sí será proporcional al gradiente hidráulico y el flujo tendrá que ocurrir en el sentido de las presiones descendentes.

La ecuación de continuidad del gasto establece que

$$Q = Av \tag{9-3}$$

Siendo A el área del conducto y v la velocidad del flujo. Llevando esta expresión a la (9-2), se deduce que:

$$v = ki \tag{9-4}$$

Copyrighted material

O sea, que en el intervalo en que la ley de Darcy es aplicable, la velocidad del flujo es directamente proporcional al gradiente hidráulico; esto indica que, dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Darcy, el flujo en el suelo es laminar. Darcy construyó sus filtros de arenas finas, generalmente, de lo cual se deduce que ya en estos suelos el flujo del agua es laminar, por lo menos mientras las cargas hidráulicas no sean excesivas. En suelos más finos (mezclas de limos y arcillas o arcillas puras) el agua circula a velocidades aún menores, por lo que, con mayor

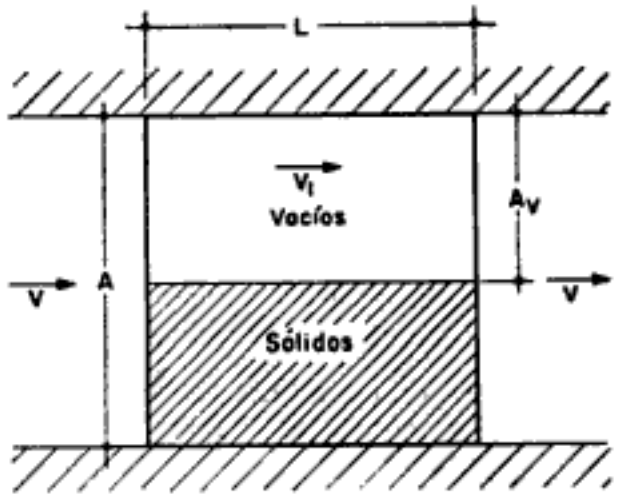


Figura IX-5. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

razón, el flujo también será laminar. De hecho las investigaciones realizadas a partir de la publicación de la ley de Darcy, indican que esa ley sólo es aplicable a suelos de partículas no muy gruesas, quedando, desde luego, excluidas las gravas limpias, cantos rodados, etc.

En las ecuaciones anteriores, relacionadas con la ley de Darcy, aparece una constante física de proporcionalidad, k, llamada el Coeficiente de Permeabilidad del Suelo. En cualquiera de esas ecuaciones y en especial en la (9–4), puede verse que sus unidades son las correspondientes a una velocidad (téngase presente que i es un concepto adimensional). Esto se ha utilizado para definir en términos simples el coeficiente de permeabilidad de un suelo como la velocidad del agua a través del mismo, cuando está sujeta a un gradiente hidráulico unitario (Ec. 9–4). Es obvio que en el valor numérico de k se reflejan propiedades físicas del suelo y en cierta medida ese valor indica la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través del suelo, estando sujeta a un gradiente hidráulico dado. Esta facilidad a su vez depende de toda una serie de propiedades físicas del suelo y, también de algunos factores, tales como temperatura y otros que se analizan más adelante.

En el Anexo IX-b de este capítulo se complementan algunas de las ideas arriba expuestas.

Copyrighted material

IX-3. Velocidad de descarga, velocidad de filtración y velocidad real

Considérese un filtro de suelo (Fig. IX-5), análogo al de la Fig. IX-4. Se representa al suelo dividido en sus dos fases de sólidos y vacíos. Obsérvese que en esta situación, el área disponible para el paso del agua es A_v, en lugar de A, tal como se supuso en la ley de Darcy. Si el flujo es establecido, sin embargo, debe tenerse el mismo gasto en el tubo libre que en el suelo; por lo tanto, teniendo en cuenta la condición de continuidad, puede escribirse:

$$A_v v_1 = Av.$$

De donde:

$$v_1 = \frac{A}{A_v} v$$

considerando al filtro un espesor unitario normal al papel, se tiene:

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1}{n} = \frac{1+e}{e}$$

Por lo tanto:

$$v_1 = \frac{1+e}{e} v \qquad (9\text{–}5)$$

La velocidad v que se deduce directamente de la ley de Darcy, se llama velocidad de descarga o, simplemente, velocidad. La velocidad v_1 que toma en cuenta la existencia de una fase sólida impermeable, se llama velocidad de filtración y es la velocidad media de avance del agua en la dirección del flujo.

Sin embargo, en la obtención de la velocidad de filtración se supuso que el agua tenía trayectoria recta al pasar a lo largo del filtro, por lo cual no representa la velocidad con la que el agua se está moviendo. El agua no recorre la longitud L al atravesar el suelo, sino una línea sinuosa o irregular de longitud L_m. Entonces si v_2 es la velocidad media real, podrá escribirse:

$$v_2 = v_1 \frac{Lm}{L} = \frac{1+e}{e} \frac{Lm}{L} v \qquad (9\text{–}6)$$

Una velocidad media más real podría encontrarse solamente si se conocen las variaciones del área de los poros en cada canal.

Copyrighted material

IX-4. Métodos para medir el coeficiente de permeabilidad del suelo

El coeficiente de permeabilidad de un suelo es un dato cuya determinación correcta es de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista en algunos problemas de Mecánica de Suelos y, en muchos casos, para la elaboración de sus cálculos.

Hay varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos "directos", así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros "indirectos", proporcionados, en forma secundaria, por pruebas y técnicas que primariamente persiguen otros fines. Estos métodos son los siguientes:

a) Directos:

1. Permeámetro de carga constante.
2. Permeámetro de carga variable.
3. Prueba directa de los suelos en el lugar.

b) Indirectos:

1. Cálculo a partir de la curva granulométrica.
2. Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
3. Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

En la tabla 9–1 debida a A. Casagrande y R. E. Fadum, aparecen las interrelaciones entre el coeficiente de permeabilidad, los tipos de suelo y los métodos de prueba aplicada en cada caso. El valor del coeficiente de permeabilidad se ha puesto en escala logarítmica, debido a que el intervalo completo de valores que se maneja en Mecánica de Suelos oscila entre 10^{+2} y 10^{-9} cm/seg.

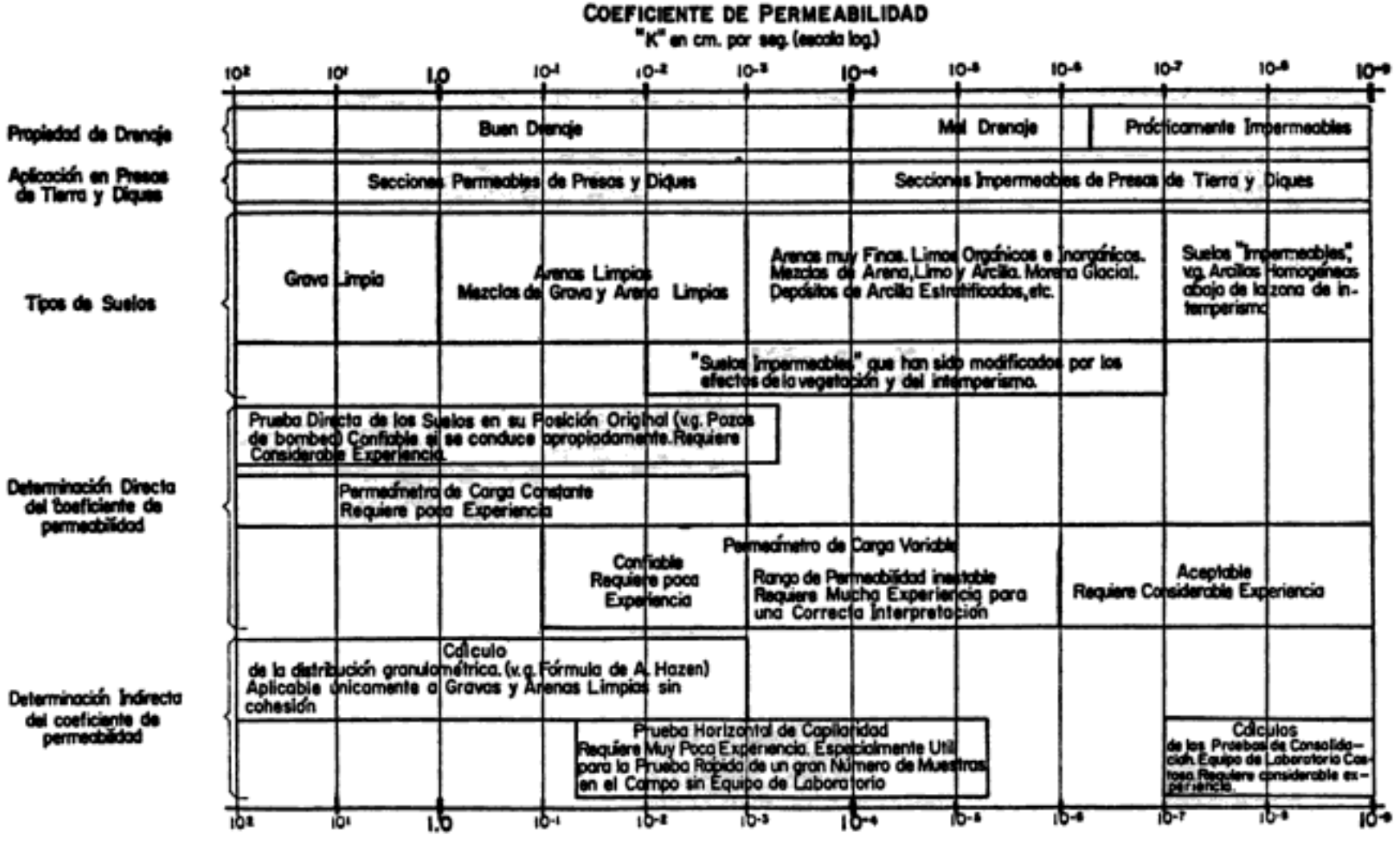
A continuación se describen con cierto detalle algunos métodos directos e indirectos. De los primeros se tratan los permeámetros y de los mencionados en segundo lugar, el método que hace uso de la curva granulométrica del material y la prueba horizontal de capilaridad. Los restantes serán descritos en otras etapas del estudio. La prueba en el lugar, al tratar de pozos de bombeo (tomo III) y el cálculo a partir de la prueba de consolidación se mencionará al estudiar esa teoría. (capítulo X.)

Método a partir de la curva granulométrica

Desde hace tiempo se ha tratado de establecer correlaciones entre la granulometría de un material y su permeabilidad. Es obvio que existen razones para creer que pudiera establecerse tal correlación; en suelos arenosos gruesos, los poros entre las partículas minerales son relativamente grandes y por ello la permeabilidad resulta comparativamente alta; en suelos de menores tamaños, los poros y canalículos entre los granos son más pequeños, por lo cual estos materiales son de menor permea-

Copyrighted material

TABLA 9–1



Copyrighted material

bilidad. Desgraciadamente, en la práctica, estas correlaciones tienen un valor muy limitado, sobre todo debido al hecho de que otros factores, aparte del tamaño, ejercen notoria influencia en el valor del coeficiente en estudio; estos factores se han resistido, hasta hoy, a ser introducidos en una fórmula única, por lo que no hay ninguna que los tome en cuenta de un modo aceptable. Así pues, las expresiones que abajo se detallan deben verse como una manera muy tosca de valuar la permeabilidad de un suelo y de ningún modo sustituyen a métodos más precisos y, desgraciadamente, más complicados y costosos, en todos los casos en que un conocimiento correcto del valor de k sea necesario.

Prácticamente todos los métodos del tipo en estudio siguen la fórmula clásica de Allen Hazen (1892):

$$k = CD_{10}^2 \left(\frac{\text{cm}}{\text{seg}}\right) \tag{9–7}$$

en donde k es el coeficiente de permeabilidad buscado (en cm/seg) y D_{10} (cm) tiene el sentido visto en el capítulo V (diámetro efectivo de Hazen).

Hazen obtuvo su fórmula experimentando con arenas uniformes con diámetro efectivo comprendido entre 0.1 y 3 mm; en estos suelos C varió entre 41 y 146. El valor $C = 116$ suele mencionarse como un promedio aceptable de las experiencias efectuadas por Hazen. Sin embargo, se ve que, en primer lugar, la fórmula es inaplicable a la mayoría de los suelos, que quedan fuera del tipo de los experimentos realizados; en segundo lugar, aun para esos suelos, la variación de la constante C resulta excesiva para que la fórmula sea muy confiable.

La temperatura influye, según se verá, en el valor de la permeabilidad, por alterar la viscosidad del agua. Tomando en cuenta ese factor, la fórmula (9–7) puede modificarse de la siguiente manera:

$$k = C(0.7+0.03\,t)D_{10}^2 \left(\frac{\text{cm}}{\text{seg}}\right) \tag{9–8}$$

siento t la temperatura en °C.

Otros investigadores han propuesto otras fórmulas de correlación. Schlichter, por ejemplo, tomó en cuenta, además de la temperatura, la compacidad en la siguiente expresión:

$$k = 771\,\frac{D_{10}^2}{c}\,(0.7+0.03\,t)\left(\frac{\text{cm}}{\text{seg}}\right) \tag{9–9}$$

c es una función de n que responde a los valores.

TABLA 9–2

$n =$ 0.26	0.38	0.46
$c =$ 83.4	24.1	12.8

Copyrighted material

Terzaghi da, para suelos arenosos, la expresión:

$$k = C_1 D_{10}^2 (0.7 + 0.03\,t)\ (\text{cm/seg}) \qquad (9\text{–}10)$$

donde

$$C_1 = C_o \left(\frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1-n}}\right)^2 \qquad (9\text{–}11)$$

en donde n es la porosidad y C_o un coeficiente con los valores indicados en la tabla 9–3.

TABLA 9–3

Arenas de granos redondeados	$C_o = 800$
Arenas de granos angulosos	$C_o = 460$
Arenas con limos	$C_o < 400$

Todas las fórmulas anteriores suponen que el coeficiente de permeabilidad es directamente proporcional al cuadrado del diámetro efectivo; sin embargo, esta afirmación se ha revelado como discutible, sobre todo en ciertos tipos de suelos. Otros autores han propuesto exponentes diferentes (Knappen, 1.28; Dore, 2.26; Turnbull, 1.5, etc.).

Es necesario repetir que todas las fórmulas anteriores son de valor muy limitado, válidas como norma de criterio, pero nunca sustitutivas de métodos más precisos, del tipo de los que se dan a continuación.

Permeámetro de carga constante

Ofrece el método más simple para determinar el coeficiente de permeabilidad de ese suelo. Una muestra de suelo de área transversal A y longitud L, confinada en un tubo, se somete a una carga hidráulica h (Fig. IX-6). El agua fluye a través de la muestra, midiéndose la cantidad (en cm³) que pasa en el tiempo t. Aplicando la ley de Darcy:

$$V = kAit$$

V es la mencionada cantidad de agua.

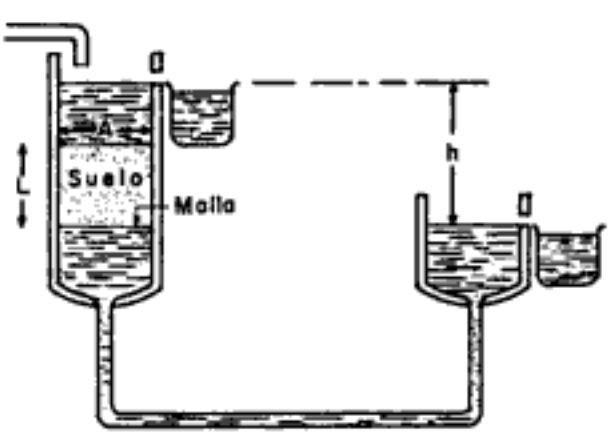


Figura IX-6. Esquema del permeámetro de carga constante.

Copyrighted material

El gradiente hidráulico medio vale:

$$i = \frac{h}{L}$$

Entonces:

$$k = \frac{VL}{hAt} \qquad (9\text{–}12)$$

El inconveniente del permeámetro es que, en suelos poco permeables, el tiempo de prueba se hace tan largo que deja de ser práctico, usando gradientes hidráulicos razonables.

Permeámetro de carga variable

En este tipo de permeámetro (Fig. IX-7) se mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo, por diferencia de niveles en un tubo alimentador. En la Fig. IX-7 aparecen dos dispositivos típicos, el (a) usado en suelos predominantemente finos y el (b) apropiado para materiales más gruesos.

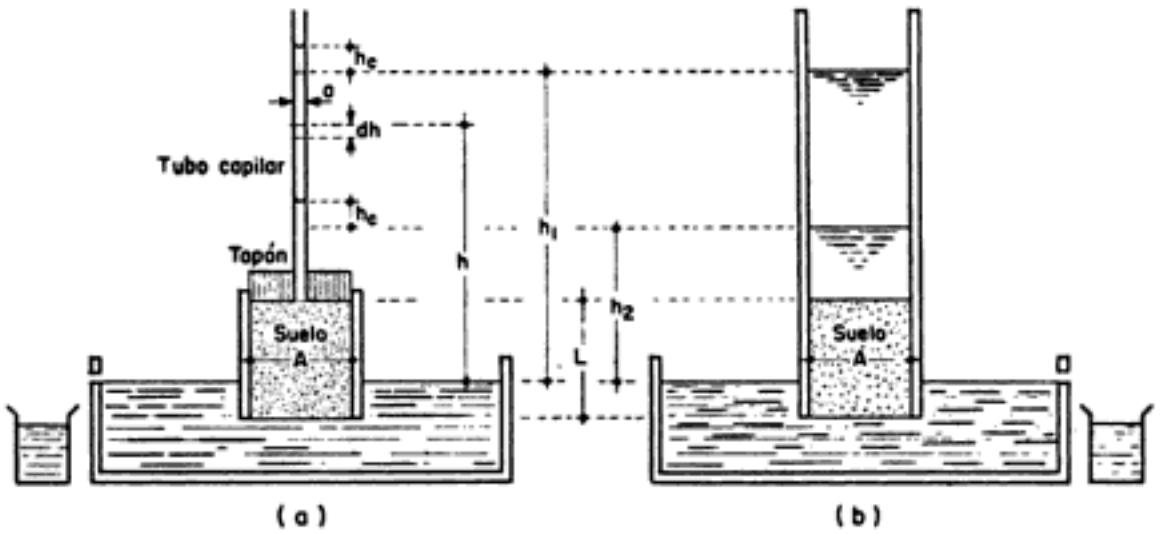


Figura IX-7. Esquemas del permeámetro de carga variable.

a) Para suelos finos.
b) Para suelos gruesos.

(Ver Anexo IX-a para un dispositivo más completo).

Al ejecutar la prueba se llena de agua el tubo vertical del permeámetro, observándose su descenso a medida que el agua atraviesa la muestra.

Con referencia a la Fig. IX-7.a, sea:

a = Area del tubo vertical de carga.
A = Area de la muestra.
L = Longitud de la muestra.

Copyrighted material

h_1 = Carga hidráulica al principio de la prueba.
h_2 = Carga hidráulica al final de la prueba.
h_c = Altura de ascensión capilar, que debe deducirse de la lectura total del tubo de carga.
t = Tiempo requerido para que la carga hidráulica pase de h_1 a h_2.

Considerando un tiempo dt, la cantidad de agua (cm^3) que atraviesa la muestra será, según la ley de Darcy:

$$dV = kAidt = kA\frac{h}{L}dt \tag{9–13}$$

Al mismo tiempo, en el tubo vertical, el agua habrá tenido un descenso dh y el volumen del agua que atravesó la muestra en el tiempo dt podrá expresarse:

$$dV = -adh \tag{9–14}$$

Las cantidades (9–13) y (9–14) pueden igualarse, pues ambas se refieren a lo mismo:

$$kA\frac{h}{L}dt = -adh \quad \therefore \quad a\int_{h_1}^{h_2}\frac{dh}{h} = \frac{kA}{L}\int_0^t dt$$

y:

$$k = \frac{La}{At}ln\frac{h_1}{h_2} = 2.3\frac{La}{At}\log\frac{h_1}{h_2} \tag{9–15}$$

Siendo t, el tiempo de prueba y las demás letras los valores anotados en la Fig. IX-7.

La fórmula (9–15) permite el cálculo del coeficiente de permeabilidad.

Con el permeámetro de la Fig. IX-7.b, es fácil llegar a la expresión:

$$k = 2.3\frac{L}{t}\log\frac{h_1}{h_2} \tag{9–16}$$

Cuando la caída de carga hidráulica sea pequeña en comparación con la carga media usada en la prueba, podrá usarse para el permeámetro de carga variable la fórmula (9–12), con la carga

$$h = \frac{h_1+h_2}{2}$$

considerando que tal carga obró durante todo el tiempo, t, de prueba.

El procedimiento de la prueba se menciona en el Anexo IX-c de este capítulo, pero algunos hechos de interés general se mencionan a continuación.

Copyrighted material

Los permeámetros y concretamente el de carga variable, pueden usarse sólo en suelos relativamente permeables, generalmente arenas y limos o mezclas de esos materiales, no plásticas. La permeabilidad de arcillas se determina en laboratorio con la prueba de consolidación (capítulo X). La razón es que la baja permeabilidad de las arcillas daría lugar a tiempos de prueba tan largos que la evaporación y los cambios de temperatura producirían errores de mucha consideración.

Cuando se use un permeámetro en que el agua fluya hacia abajo a través del suelo, debe tenerse especial cuidado en impedir la formación de una nata limosa sobre la superficie de la muestra, lo cual sucede cuando la superficie superior se perturba bajo el agua y se permite la sedimentación del material desprendido. Este efecto puede eliminarse limpiando primeramente la superficie con un chorro suave de agua, estando la muestra sumergida y cubriendo dicha superficie con una capa de arena considerablemente más gruesa (más permeable) que la muestra.

El realizar la prueba de permeabilidad en muestras inalteradas no sólo es importante en arcillas, sino también en suelos arenosos o limosos poco o nada plásticos. Estos suelos están, con frecuencia, notoriamente estratificados y, por lo tanto, la realización de la prueba en muestras alteradas dará una idea totalmente errónea de la permeabilidad del suelo natural. De estos suelos ligeramente plásticos se obtienen muestras inalteradas en sondeos de poco costo; éstas pueden usarse en pruebas para determinar el coeficiente de permeabilidad en dirección parelela y normal a la dirección de la estratificación.

Es conveniente que las muestras que se usen en pruebas de permeabilidad sean pequeñas, pues ello presenta varias ventajas de orden práctico.

1. Pueden ejecutarse más pruebas en menor lapso de tiempo. Esto permite, también, realizar una verificación de la aproximación general obtenida, lo cual es difícil de precisar en una sola prueba con muestra grande.

2. Las muestras grandes se rompen con mucha frecuencia en las manipulaciones; por el contrario, las pequeñas son menos deleznables y quebradizas, pues aun por presión capilar, una arena tiene características favorables.

El uso de muestras inalteradas presenta la dificultad adicional de cerrar el espacio entre la muestra y el cilindro de lucita confinante, de tal manera que sea prácticamente impermeable en relación con la permeabilidad de la muestra. El uso de la parafina para tal fin no ha sido satisfactorio, por la escasa adherencia de este material con el suelo húmedo; aun cuando la parafina se coloque en capas delgadas, dejándola endurecer lentamente, reduciendo así a un mínimo su contracción, se ha observado sistemáticamente, sobre todo en pruebas largas, la separación de la parafina respecto al suelo cubierto. Cuanto menor sea la permeabilidad del suelo, el error resulta mayor. Otro material que se ha

Copyrighted material

usado para sellar el espacio entre el suelo y el cilindro de lucita ha sido la gelatina, con adición de una cantidad suficiente de formaldehído para impedir su expansión excesiva.

Probablemente el sello más eficaz es a base de gel bentonítico, colocado según se muestra esquemáticamente en la Fig. IX-8. La muestra se coloca entonces en el interior de un cilindro, colocado a su vez sobre

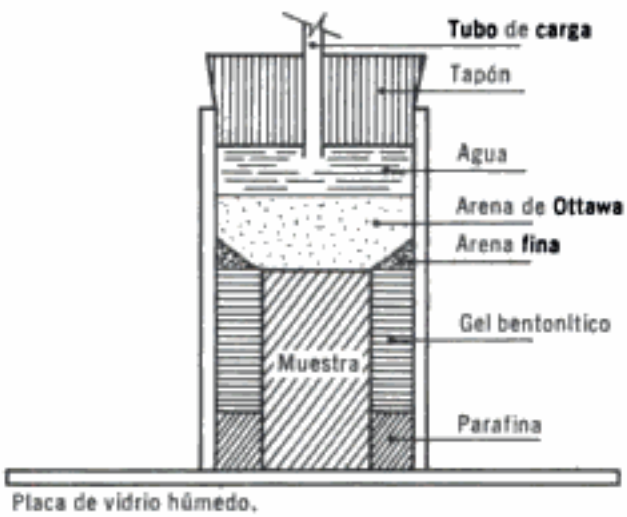


Figura IX-8. Colocación de una muestra inalterada para prueba de permeabilidad.

una placa de vidrio húmedo y se llena el espacio anular con parafina derretida hasta una altura de 0.5 cm, dejándose enfriar; este anillo de parafina proporciona sostén a la muestra durante la siguiente operación, en la cual el resto del espacio anular se llena de gel bentonítico, inyectándolo con un tubito de vidrio unido a un bulbo de hule que contiene el gel. Debe cuidarse el no poner gel en la cara superior de la muestra. Después, se deja reposar todo el conjunto hasta que el gel se endurece, tras lo cual se limpia nuevamente, con mucho cuidado, la superficie superior, y se coloca sobre el gel una capa delgada de arena fina para su protección. Por último, todo el anillo y la muestra se protegen con una capa de arena de Ottawa estándar, y se retira la placa de vidrio, quitando la parafina que se haya pegado a la cara inferior de la muestra; el lugar de la placa de vidrio lo ocupa ahora una malla de bronce o latón, que mantiene a la muestra en posición.

Si se prueban suelos remoldeados, poco o nada plásticos, el material debe secarse al horno, colocándolo después en el tubo de lucita con una malla apropiada en su base. Una muestra suelta se coloca a volteo a través de un embudo, cayendo el material desde una altura constante. Una muestra compactada se coloca por capas delgadas compactando cada capa con pisón de hule; es importante raspar la superficie de cada capa sucesiva para impedir la formación de natas de polvo, consecuencia del pisonado. Dado que los resultados de la prueba se ven muy afectados por la uniformidad de la muestra, debe tenerse especial cuidado en impedir la estratificación.

Copyrighted material

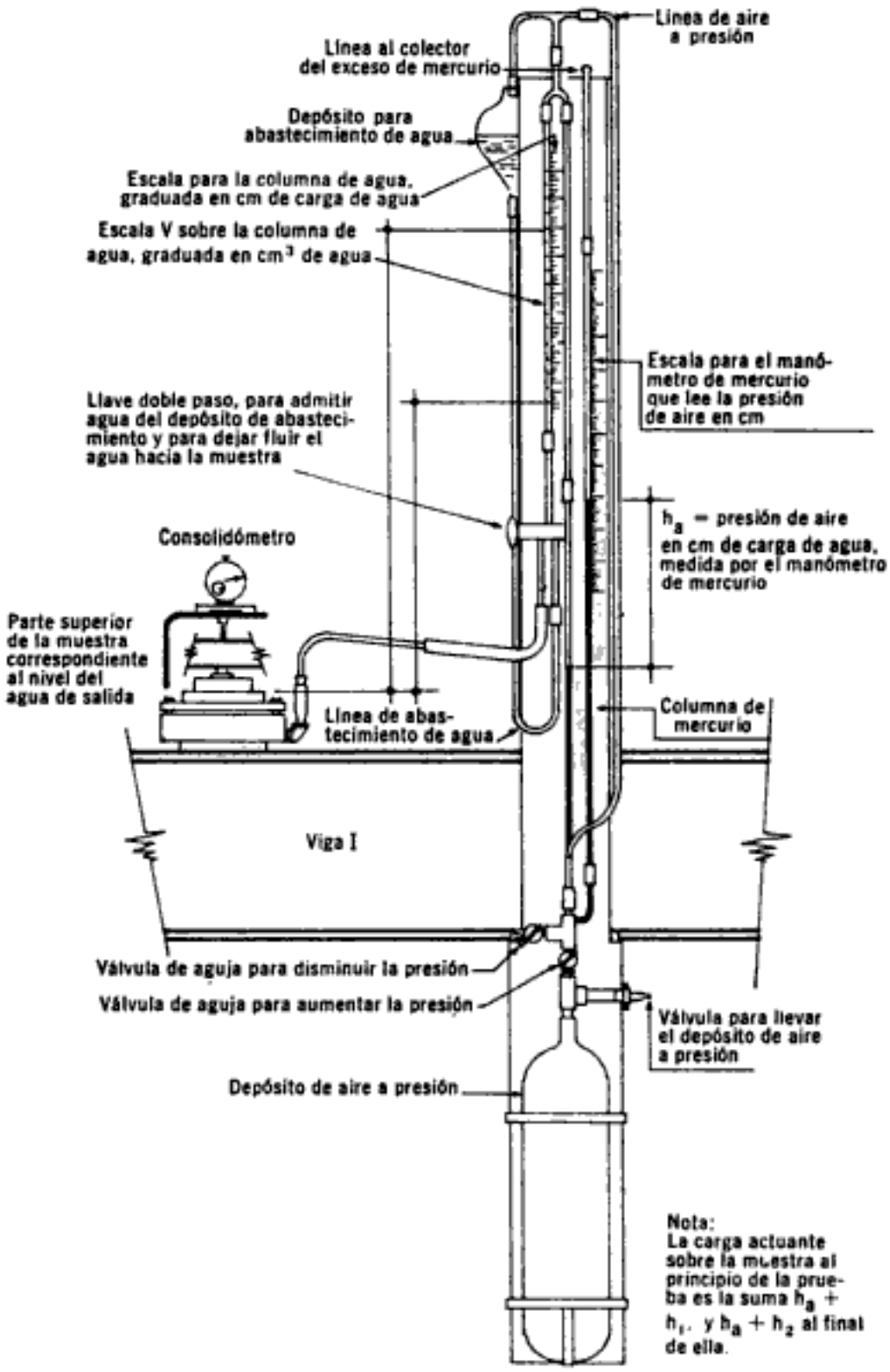


Figura IX-9. Dispositivo para pruebas de permeabilidad para usarse con el consolidómetro (diseño de la Universidad de Harvard).

Copyrighted material

Las dimensiones de los permeámetros pueden escogerse entre límites muy amplios, dependiendo del tamaño y carácter de las muestras escogidas o disponibles. Los tubos de carga y los alimentadores pueden tener casi cualquier altura que se desee dar.

En el caso de materiales muy impermeables (arcillas), ya se dijo que el permeámetro de carga variable, tal como se ha descrito, no resulta útil por ser los tiempos de prueba exageradamente dilatados de manera que las pérdidas por evaporación se tornan importantes. En estos casos se ha procurado aumentar el gradiente hidráulico por presión, a fin de incrementar la velocidad de filtración del agua circulante, disminuyendo así los tiempos de prueba.

La solución más usada para este requerimiento ha consistido en habilitar el consolidómetro de anillo fijo (capítulo X) como permeámetro de carga variable, anexándole un dispositivo para dar presión al agua. El conjunto se produce esquemáticamente en la Fig. IX-9. La carga neta que produce el flujo es la suma de la carga de la columna de agua y la carga constante debida a la presión de aire.

El agua penetra por la cara inferior de la muestra a través de una piedra porosa y fluye hacia arriba, a través de ella, saliendo por otra piedra porosa en la cara superior.

La prueba se efectúa esencialmente en la misma forma que la de carga variable ya vista. Sin embargo, como en esta prueba la carga media que produce el flujo es muy grande en comparación a la caída de carga del principio al fin de la prueba, se justifica el considerar que la carga media es la que ha actuado, pudiéndose calcular el coeficiente de permeabilidad con la Ec. (9–12), usando como carga:

$$\frac{h_1+h_2}{2}+\frac{p}{\gamma_w}$$

en donde p es la presión comunicada por el aire.

IX-5. Factores que influyen en la permeabilidad de los suelos

La permeabilidad se ve afectada por diversos factores inherentes tanto al suelo como a características del agua circulante. Los principales de estos factores son:

1. La relación de vacíos del suelo.
2. La temperatura del agua.
3. La estructura y estratificación del suelo.
4. La existencia de agujeros, fisuras, etc., en el suelo.

A continuación se analiza la influencia de cada uno de los factores anteriores.

Copyrighted material

Influencia de la relación de vacíos del suelo

Es posible analizar teóricamente la variación del coeficiente de permeabilidad de un suelo respecto a su relación de vacíos, siempre y cuando se adopten para el suelo hipótesis simplificativas cuyo carácter permita que las conclusiones del análisis den información cualitativa correcta. En el Anexo IX-d de este capítulo se desarrolla la teoría respectiva, cuyas principales conclusiones se exponen a continuación.

La permeabilidad k puede escribirse, en forma desplegada, como:

$$k = k'F(e) \tag{9–17}$$

k' es una constante real dependiente de la temperatura del agua solamente, que representa el coeficiente de permeabilidad para $e = 1.0$ y $F(e)$ una función de la relación de vacíos y tal que $F(1) = 1$.

La teoría indica que, para fines prácticos, la función más simple es del tipo:

$F(e) = e^2$ para arenas, y
$F(e) = C_3(e-e_o)^2$ para arcillas.

En esta última expresión C_3 es una constante de ajuste para cumplir las condiciones particulares arriba mencionadas y $e-e_o$ es la "relación de vacíos efectiva" desde el punto de vista del espacio que efectivamente se tiene para el flujo del agua.

Influencia de la temperatura del agua

Efectuando un análisis teórico (Anexo IX-d), puede verse que, al variar la temperatura manteniendo los demás factores constantes, existe la relación:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\nu_2}{\nu_1} \tag{9–18}$$

en donde ν es la viscosidad cinemática ($\eta/\rho = \eta g/\gamma_w$) del agua.

Para poder comparar fácilmente los resultados de las pruebas de permeabilidad es conveniente referirlos a una temperatura constante, normalmente a 20°C. Indicando por el subíndice T los resultados obtenidos a la temperatura de la prueba, la referencia se hace aplicando la relación:

$$k_{20} = k_T \frac{\nu_T}{\nu_{20}} \tag{9–19}$$

Experimentalmente se ha encontrado que la anterior relación teórica (9–18) es correcta para arenas, habiéndose encontrado pequeñas desviaciones en arcillas.

Para aplicar la relación (9–19) es recomendable usar un diagrama que muestre la relación entre la temperatura T de prueba y el coeficiente ν_T/ν_{20}.

Copyrighted material

En lugar de la relación entre viscosidades cinemáticas puede usarse la relación de viscosidades absolutas (en poíses, por ejemplo) η_T/η_{20}, ya que la variación del peso específico del agua con la temperatura es mínima respecto al cambio de viscosidad.

Influencia de la estructura y la estratificación

Un suelo suele tener permeabilidades diferentes en estado inalterado y remoldeado, aun cuando la relación de vacíos sea la misma en ambos casos; esto puede ser debido a los cambios en la estructura y estratificación del suelo inalterado o a una combinación de los dos factores.

Pueden observarse variaciones importantes en la permeabilidad debido a que en el remoldeo quedan libres partículas del suelo y que el agua al fluir las mueve y reacomoda, hasta obturar los canales; en otras ocasiones, estas partículas son arrastradas al exterior de la muestra, causando la turbidez del agua de salida. En tales casos, el coeficiente de permeabilidad variará durante la prueba. Esta condición inestable en una fracción de las partículas del suelo es, frecuentemente, resultado de la mezcla de materiales provenientes de estratos de características diferentes; esta condición es casi inevitable al probar muestras remoldeadas. Los fenómenos de formación de natas internas en los poros y la segregación de burbujas de aire, tienen efectos similares y son difíciles de distinguir entre sí, a menos que el carácter del suelo garantice que no pueden formarse esas natas limosas. En general, los suelos con coeficiente de permeabilidad comprendido entre 10^{-5} y 10^{-3} cm/seg son los que presentan el peligro de permitir el desplazamiento de las partículas por efecto de las fuerzas de filtración.

Algunas veces, aun las muestras inalteradas de suelo, presentan inestabilidad interna bajo el flujo, característica que es de fundamental importancia en los estudios de cimentaciones de presas.

Como la mayoría de los suelos están estratificados, es preciso determinar el coeficiente de permeabilidad tanto en dirección paralela, como normal a los planos de estratificación. En caso de que los estratos sean lo suficientemente gruesos, puede determinarse la permeabilidad para cada estrato más o menos homogéneo y así poder calcular el coeficiente de permeabilidad medio en cada dirección, para la combinación de estratos.

Influencia de la presencia de agujeros, fisuras, etc.

A causa de heladas, ciclos alternados de humedecimiento y secado, efectos de vegetación y pequeños organismos, etc., pueden cambiar las características de permeabilidad de los suelos, convirtiéndose aun la arcilla más impermeable en material poroso. El efecto no suele ser muy importante, sin embargo, en las obras ingenieriles, conservando toda su influencia en problemas agrícolas.

Copyrighted material

IX-6. Prueba horizontal de capilaridad

La rapidez con la que se eleva el agua, por acción capilar, en un suelo, es una medida indirecta de la permeabilidad de éste. Este hecho permitió a Terzaghi desarrollar un método práctico para estimaciones de la permeabilidad en el campo. El método de Terzaghi, que se describe brevemente a continuación, sirvió de antecedente para una prueba más adecuada, conocida hoy como prueba horizontal de capilaridad.

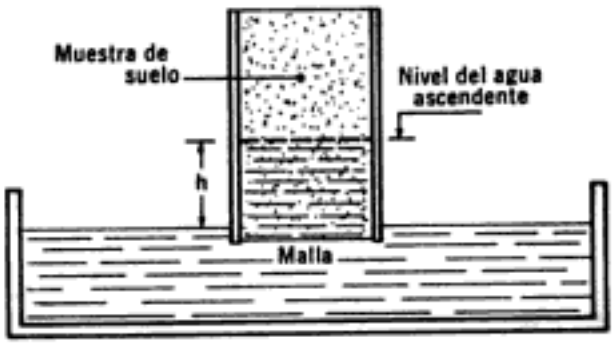


Figura IX-10. Método de Terzaghi para estimación del coeficiente de permeabilidad en el campo.

El método de Terzaghi consiste en colocar una muestra de suelo en un tubo vertical transparente, detenida por una malla apropiada colocada en el extremo inferior de aquél. El tubo se fija de tal modo que su base quede justamente bajo el nivel del agua, como se ilustra en la Fig. IX-10.

Se hacen observaciones del progreso de la superficie de avance ascendente del agua a partir del instante en que comenzó el experimento.

Haciendo una gráfica del valor de h (Fig. IX-10), contra los correspondientes tiempos, se obtiene una curva similar a las mostradas (fuera de escala) en la Fig. IX-11 (curvas "maestras").

Si se preparan varias de estas curvas maestras para suelos de permeabilidades conocidas, la permeabilidad de cualquier otro suelo puede estimarse observando la posición relativa de la curva correspondiente en la carta de las curvas preparadas.

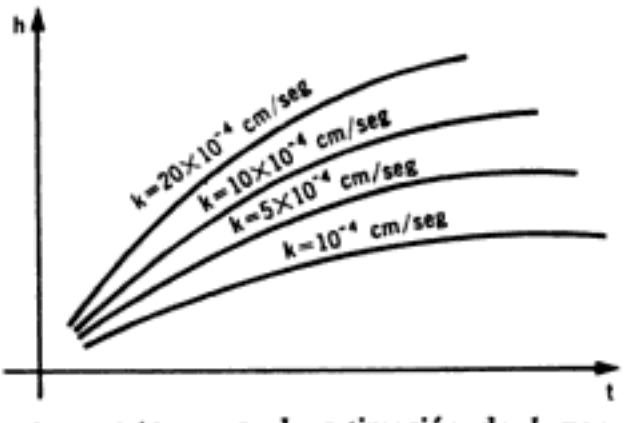


Figura IX-11. Curvas maestras para la estimación de k por el método de Terzaghi (fuera de escala).

Copyrighted material

Aunque el procedimiento empírico es simple, el análisis teórico del método es laborioso y cuando se le fundamenta en la hipótesis de "tubos" de igual diámetro, no concuerda con los resultados experimentales. Todas las curvas teóricas resultan con asíntotas horizontales, a la altura de la elevación capilar, máxima correspondiente al diámetro del "tubo" supuesto, mientras que, por otra parte, las curvas empíricas no presentan asíntotas definidas, pues los suelos reales contienen poros de muchos tamaños diferentes.

La prueba horizontal de capilaridad constituye una modificación del método anterior. En efecto, si la muestra de suelo se coloca en posición horizontal, como se indica en la Fig. IX-12, se encuentra que el análisis teórico de la prueba es sencillo, concordante con la experiencia y además conduce al uso de curvas parabólicas de manejo simple.

Figura IX-12. Esquema de la disposición de la muestra en la prueba horizontal de capilaridad.

En el Anexo IX-e de este capítulo se presenta un análisis detallado de la prueba, cuyas conclusiones básicas se mencionan a continuación.

La distancia x, recorrida en el tiempo t, por el agua en el interior del espécimen, resulta ser directamente proporcional a la raíz cuadrada del tiempo.

$$x^2 = mt \tag{9–20}$$

m es una constante del suelo, relacionada con el coeficiente de permeabilidad en la forma

$$m^2 = Z' k \tag{9–21}$$

donde Z' es un valor prácticamente constante para un tipo de suelo dado, que puede determinarse por medio de unas cuantas pruebas de calibración. Estas consisten en efectuar en algunas muestras de suelo ensayes de permeabilidad, por ejemplo con permeámetros; estas pruebas proporcionan el valor de k de las muestras correspondientes. Otras muestras del mismo suelo se someten a la prueba horizontal de capilaridad, la cual permite, por aplicación de (9–20) conocer m, y con este valor, la fórmula (9–21) proporciona Z' de las muestras probadas.

Copyrighted material

Conociendo Z' del tipo de suelo con que se trabaje (por ejemplo, de un cierto banco de préstamo que se vaya a usar en la construcción de una presa de tierra, cuyas características generales no varían mucho), puede ahora aplicarse sistemáticamente la prueba horizontal de capilaridad a otras muestras del mismo material (por ejemplo, para control de la permeabilidad de otras zonas del mismo banco); entonces la prueba da fácil y rápidamente m con la ecuación (9–20); la aplicación de (9–21) con Z' conocida (tomada igual a la determinada en las muestras tipo), proporciona k.

Al hacer las mediciones de los datos de una prueba horizontal de permeabilidad es conveniente medir la distancia x que el frente del agua ha recorrido a través de la muestra, en centímetros y el tiempo correspondiente, en minutos e introducir una constante adicional, de tal manera que el coeficiente de permeabilidad k quede expresado automáticamente por una cantidad multiplicada por 10^{-4} cm/seg. Si las mediciones se ejecutan de esta manera, la constante Z' quedará sustituida por una nueva constante Z, que tome en cuenta las relaciones de conversión.

$$k = \frac{m^2}{Z} 10^{-4} \left(\frac{\text{cm}}{\text{seg}}\right) \tag{9–22}$$

Donde m representa el cuadrado de la distancia x, en centímetros, que el agua recorre en el primer minuto, valor extrapolado de una serie de observaciones que se dibujan, como se muestra en la Fig. IX-13, con puntos que sencillamente resultan sobre una línea recta (Ec. 9–20).

En general, se ha observado que Z varía entre 10 y 50, obteniéndose para el caso de arenas medias limosas, secadas al horno, un valor del orden de 20.

A fin de evitar desviaciones en los resultados de las pruebas, los suelos deben tratarse siempre de la misma manera, preferiblemente secándolos en horno y enfriándose en un desecador antes de la prueba.

Las pruebas horizontales de capilaridad son útiles como pruebas rápidas de campo, para la clasificación de materiales de bancos de préstamos respecto a su permeabilidad, especialmente en la construcción de presas de tierra.

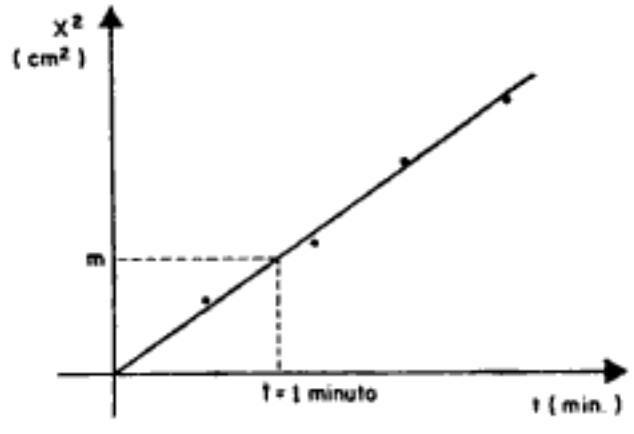


Figura IX-13. Gráfica x^2-t, para la obtención de m.

Copyrighted material

Las arenas limosas con una permeabilidad del orden de 10^{-4} cm/seg son particularmente difíciles de sujetar a pruebas directas de permeabilidad, requiriéndose considerable experiencia en la teoría de la prueba y un equipo especial para ella. En estos suelos pueden hacerse pruebas horizontales con muy poca experiencia, usando el tipo de equipo más simple y sin riesgo de cometer errores grandes. Las pruebas directas bien realizadas, dan resultados más precisos que las pruebas horizontales de capilaridad; sin embargo, si hay defectos de realización, los errores probables son mucho mayores que los que se podrán tener en estas últimas pruebas. Por lo tanto, cuando sea necesario ejecutar muchas pruebas en un tiempo corto, requiriendo resultados no muy exactos, la prueba horizontal de capilaridad es un buen método práctico que proporciona resultados aceptables.

El intervalo de permeabilidad de los suelos en que este método es más aconsejable oscila entre 0.1×10^{-4} y 200×10^{-4} cm/seg. Cuando se ejecuta la prueba horizontal de capilaridad en arenas con permeabilidades mayores que el límite superior del anterior intervalo, se observa que el frente del agua no progresa en un plano vertical, sino que avanza más aprisa en la parte inferior de la muestra. Esto se debe al hecho de que la carga de agua a la entrada del tubo ya no es despreciable, en relación con la altura de ascensión capilar. Se puede extender un poco el intervalo recomendable para la prueba, usando tubo de vidrio de 2.0 cm de diámetro y aún menor y sumergiendo la muestra de tal manera que el agua apenas cubra el tubo. Sin embargo, dado que en arenas limpias las pruebas directas son simples y seguras, la prueba horizontal pierde mucho de su valor.

Cuando la carga de agua no puede despreciarse en relación a la altura capilar (h_c), el avance del agua es función tanto de la diferencia de presiones a ambos lados de los meniscos formados, como de la carga hidráulica, dependiendo la resultante total del grado de desarrollo de los meniscos. En un tubo de vidrio húmedo, el menisco aparentemente está siempre completamente desarrollado, aunque la carga hidráulica sea mayor que la altura de ascensión capilar; en un tubo perfectamente seco el menisco es menos curvo que el que se forma cuando el agua no se mueve a lo largo del tubo. En realidad no se conocen del todo las relaciones entre ambos agentes impulsores del agua, por lo cual es conveniente circunscribir la prueba a casos en que la carga sea despreciable en relación a la altura de ascensión capilar.

Si la relación obtenida de la observación, $x^2 - t$ (Fig. IX-13) se dibuja en escalas logarítmicas (Fig. IX-14), se tienen ciertas ventajas en la determinación de los resultados de la prueba, pues las ecuaciones que se manejan quedan representadas por rectas a 45° en ese caso, por lo cual un solo punto observado es suficiente para trazar esas rectas, leyendo el valor de m directamente en la intersección de la línea con el eje $t = 1$ min (Ec. 9–20). No obstante es usual determinar varios puntos trazando la recta a 45° que más se apegue a ellos. Algunas veces sucede que los puntos van cayendo perfectamente sobre una recta a

Copyrighted material

45°, pero que la línea brinca bruscamente una distancia corta, como indican las líneas B, B' y B'', que aparentemente deberían estar en prolongación. Estas irregularidades se deben al hecho de que la muestra se comprime por presión capilar a un grado tal que realmente se fisura en el frente del agua. Estas grietas, pueden notarse observando posteriormente y con cuidado la muestra, comprobándose que la localización

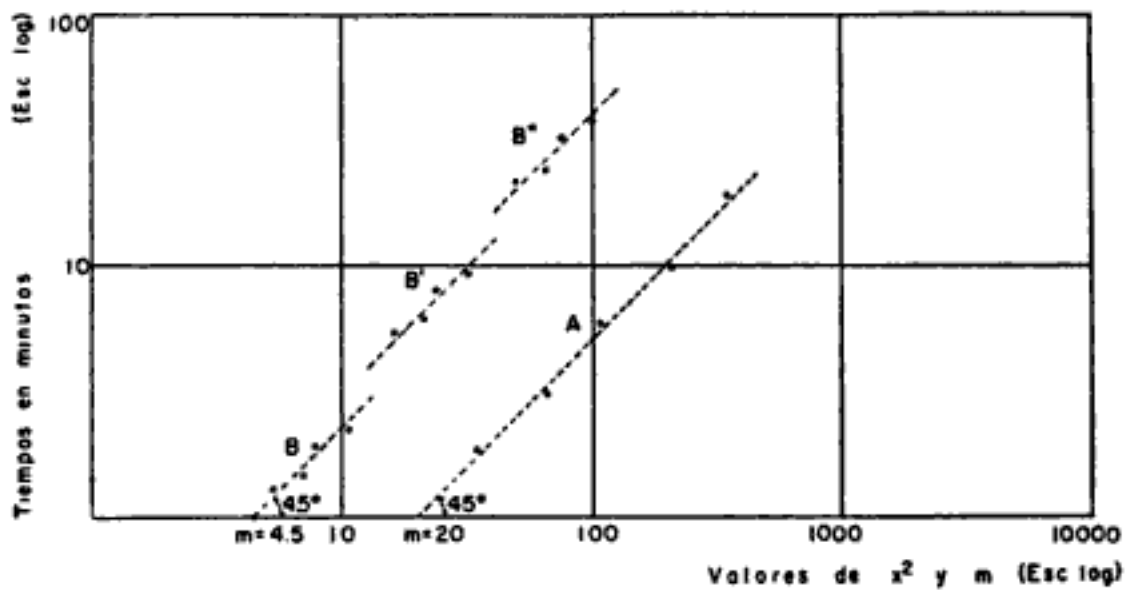


Figura IX-14. Gráfica x^2-t, en representación logarítmica, para la prueba horizontal de capilaridad.

de las fisuras corresponde al valor de x de la gráfica, en el que ésta presenta la discontinuidad. En el trazo aritmético de la relación x^2-t, estas irregularidades parecerían indicar una ley no lineal, que daría lugar a interpretaciones y estimaciones del valor de m erróneas.

Otra ventaja del trazo logarítmico es que los resultados de pruebas hechas en materiales de permeabilidad bastante diferente, pueden disponerse cómodamente en una sola gráfica, mientras que en el trazo aritmético, se requerirían varias gráficas con distintas escalas.

Usando una constante $Z = 20$ los resultados de las pruebas representadas por las líneas A y B de la Fig. IX-14 corresponden a los coeficientes de permeabilidad siguientes:

Curva A

$$m = 20; \quad Z = 20$$

$$k = \frac{m^2}{Z} 10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{seg}} = 20 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

Curva B

$$m = 4.5; \quad Z = 20$$

$$k = 1.01 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}.$$

Copyrighted material

Si la sección permeable de una presa de tierra ha de estar formada, por ejemplo, de material con $k > 20 \times 10^{-4}$ cm/seg y el corazón impermeable de un material con $k < 10^{-4}$ cm/seg, con una zona de transición constituida por material de permeabilidad intermedia, entonces con la ubicación de unos cuantos puntos de una prueba horizontal de capilaridad será posible una decisión inmediata sobre dónde colocar un material proveniente de una zona particular del banco de préstamo. Así en las aplicaciones más prácticas de la prueba no es necesario llegar a determinar el valor de k, bastando trazar en una gráfica como la de la Fig. IX-14, la línea x^2-t de la muestra de que se trate, observando su situación entre los límites prefijados.

ANEXO IX-a

El régimen de Poiseuille

Este régimen se estudia con el objeto de comprender la naturaleza del flujo de agua en los suelos. Las fórmulas de Poiseuille definen un modo de fluir el agua, considerada como un líquido viscoso, es una tubería rectilínea, de sección circular y perfectamente lisa; en el desarrollo se supone que el flujo es laminar, por lo que la teoría de Poiseuille sólo es aplicable para velocidades bajas, en tanto el número de Reynolds sea menor que el valor crítico.

Poiseuille supuso que la resistencia interna originada por la viscosidad entre las láminas de agua es proporcional a la razón de variación de la velocidad respecto a la distancia al centro del tubo $\partial v/\partial r$ (Fig. IX-a.1).

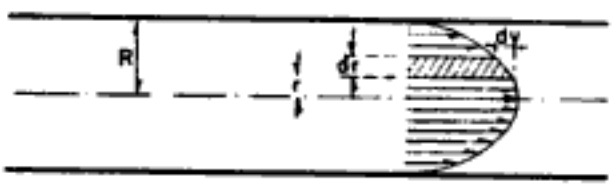


Figura IX-a.1. Distribución de velocidades en el régimen de Poiseuille.

Esta hipótesis es originalmente debida a Sir Isaac Newton, quien postuló que la resistencia interna por unidad de área, queda dada por la expresión:

$$s = \eta \frac{\partial v}{\partial r} \qquad (9\text{–a.1})$$

en donde η es el coeficiente viscosidad del fluido, igual a la resistencia al desplazamiento bajo razón de variación de velocidad unitaria.

Considérese un tubo con las características mencionadas arriba de radio R, pequeño en comparación con las cargas hidráulicas actuantes h_1 y h_2 y longitud L (Fig. IX-a.2). Sea:

Copyrighted material

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

la diferencia de carga hidráulica que impele al líquido a fluir con régimen establecido.

Considérese una lámina cilíndrica ideal de radio r y espesor dr, siendo v la velocidad con que fluye a lo largo de L.

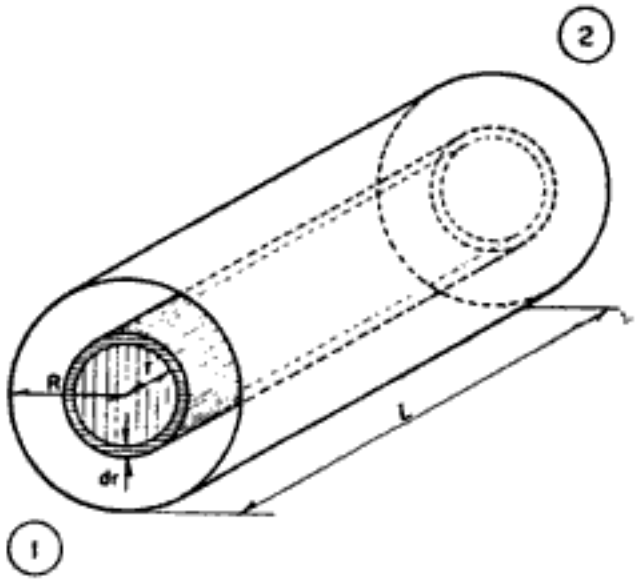


Figura IX-a.2. Esquema que ilustra la obtención de las fórmulas de Poiseuille.

Esta lámina se mueve sin aceleración (régimen establecido), por lo que la resultante de las fuerzas exteriores aplicadas es nula. Estas fuerzas son:

La fuerza de presión

$$F_p = \Delta h \, \gamma_w \, 2\pi r \, dr \qquad (9\text{–a.}2)$$

que tiende a acelerar el movimiento.

La fuerza de resistencia, según la hipótesis de Newton, vale en la cara interior de la capa:

$$F_{Ri} = -\eta \left(2\pi r \, L \frac{dv}{dr} \right)_r \qquad (9\text{–a.}3)$$

positiva, pues $dv/dr < 0$; en efecto la velocidad decrece cuando r crece (Fig. IX-a.1). Similarmente, la fuerza de resistencia interna sobre la cara exterior de la lámina cilíndrica vale

$$F_{Re} = \eta \left(2\pi r \, L \frac{dv}{dr} \right)_{r+dr} \qquad (9\text{–a.}4)$$

La fuerza resultante de resistencia interna será:

Copyrighted material

$$F_R = \eta\, 2\pi L \left[\left(r \frac{dv}{dr} \right)_{r+dr} - \left(r \frac{dv}{dr} \right)_r \right]$$

$$\therefore \quad F_R = 2\pi\eta L \frac{d\left(r \frac{dv}{dr} \right)}{dr} dr \qquad (9\text{–a.5})$$

Puesto que la resultante total es nula, puede escribirse:

$$F_p + F_R = 0.$$

De donde:

$$\Delta h\, \gamma_w\, 2\pi r\, dr + 2\pi\eta L \frac{d\left(r \frac{dv}{dr} \right)}{dr} dr = 0.$$

Simplificando y arreglando términos, se obtiene:

$$d\left(r \frac{dv}{dr} \right) = - \frac{\Delta h\, \gamma_w r}{\eta L} dr$$

Integrando

$$r \frac{dv}{dr} = - \frac{1}{2} \frac{\Delta h\, \gamma_w}{\eta L} r^2 + C \qquad (9\text{–a.6})$$

$$\frac{dv}{dr} = - \frac{1}{2} \frac{\Delta h\, \gamma_w}{\eta L} r + \frac{C}{r}.$$

Integrando de nuevo lo anterior, ahora respecto a r se obtiene:

$$v = - \frac{\Delta h \cdot \gamma_w}{4\eta L} r^2 + C \ln r + C' \qquad (9\text{–a.7})$$

Pero para $r = 0$ no puede tenerse $v = \infty$, que es una condición imposible, luego debe cumplirse $C = 0$. Se admite que si $r = R$, $v = 0$, pues el líquido se adhiere a la pared del tubo y permanece en reposo en ella. Por lo tanto,

$$C' = \frac{\Delta h\, \gamma_w}{4\eta L} R^2 \qquad (9\text{–a.8})$$

Llevando estos valores de C y C' a (9–a.7), se obtiene finalmente:

$$v = \frac{\Delta h\, \gamma_w}{4\eta L} (R^2 - r^2) \qquad (9\text{–a.9})$$

Fórmula que indica que la distribución de velocidades en un corte del tubo, tal como el mostrado en la Fig. IX-a.1, es parabólica.

La capa cilíndrica de la Fig. IX-a.2, contribuye al gasto total del tubo con la cantidad:

Copyrighted material

$$dQ = 2\pi r v dr \tag{9–a.10}$$

En efecto, $2\pi r dr$ es el área de la sección transversal de la lámina y ese valor multiplicado por la velocidad proporciona el gasto. (Ecuación de continuidad.)

El gasto total será, por lo tanto:

$$Q = \int_0^R 2\pi r v dr \tag{9–a.11}$$

Llevando a esa expresión el valor de v, dado por (9–a.9), se tiene:

$$Q = \frac{\Delta h\, \gamma_w}{4\eta L} \cdot 2\pi \int_0^R (R^2 - r^2) r dr$$

Que, integrando, permite llegar a:

$$Q = \frac{\Delta h\, \gamma_w}{8\eta L} \pi R^4 \tag{9–a.12}$$

Esta expresión, obtenida también por G. Hagen (1830) experimentalmente, proporciona el gasto total en el tubo.

La velocidad media en el tubo puede obtenerse dividiendo (9–a.12) entre πR^2, área del tubo.

$$v_m = \frac{Q}{A} = \frac{\Delta h\, \gamma_w}{8\eta L} R^2 \tag{9–a.13}$$

El volumen de agua (V) que sale en un tiempo t por el tubo vale, teniendo en cuenta (9–a.12).

$$V = \frac{\Delta h\, \gamma_w}{8\eta L} \pi R^4 t \tag{9–a.14}$$

Si ahora se miden los tiempos (t_1 y t_2) que dos líquidos necesitan para que fluyan volúmenes V_1 y V_2 de ellos, se tiene:

$$V_1 = \frac{\Delta h\, \gamma_w}{8\eta_1 L} \pi R^4 t_1$$

$$V_2 = \frac{\Delta h\, \gamma_w}{8\eta_2 L} \pi R^4 t_2$$

Si se considera $V_1 = V_2$, se obtiene la importante y útil relación:

$$\frac{\eta_2}{\eta_1} = \frac{t_2}{t_1} \tag{9–a.15}$$

Copyrighted material

Los tiempos de fluencia son directamente proporcionales a las viscosidades.

ANEXO IX-b

Coeficiente de permeabilidad

La ley de Darcy puede expresarse vectorialmente en la forma

$$\vec{v} = -k \text{ grad.} \left(\frac{p}{\gamma_w} + z \right) \qquad (9\text{–b.1})$$

$\frac{p}{\gamma_w} + z$ representa la carga hidráulica total (h), por lo tanto:

$$\vec{v} = -k \text{ grad. } h \qquad (9\text{–b.2})$$

El coeficiente k que aparece en la ecuación (9–b.2) es el coeficiente de permeabilidad, que dimensionalmente resulta equivalente a una velocidad.

El coeficiente k toma en cuenta no sólo las características físicas y granulométricas del medio poroso, sino también las características (peso específico y viscosidad) del fluido, ya que el otro factor (grad. h) que aparece en el 2º miembro de (9–b.2) no las incluye y, sin embargo, es obvio que influyen en la velocidad de descarga.

Un análisis más correcto de los fenómenos requiere que el coeficiente de permeabilidad se desdoble en dos elementos, uno que depende de las características del medio y otro que involucra las del fluido. Nutting (1930) estableció la hipótesis de que la velocidad de descarga es inversamente proporcional al coeficiente de viscosidad (η). Se define así un nuevo coeficiente:

$$k' = \frac{\eta}{\gamma_w} k \qquad (9\text{–b.3})$$

que depende únicamente de las características del medio permeable. Las dimensiones de k' resultan ser:

$$[k'] = [L^{-2}FT][L^{3}F^{-1}T^{0}][LF^{0}T^{-1}] = [L^{2}F^{0}T^{0}]$$

De donde se desprende que lo que afecta a k' es únicamente la geometría del medio. k' se denomina "permeabilidad específica" y ya que tiene la dimensión del cuadrado de una longitud (cm²), para cada medio poroso será posible encontrar una longitud que caracterice su permeabilidad; esta longitud se denomina radio hidráulico del medio poroso.

Copyrighted material

Kozeny expresó el valor k como:

$$k' = c\frac{n^3}{s^2} \qquad (9\text{–b.4})$$

En donde n es la porosidad del medio, s, superficie interior específica, la relación entre la superficie libre total ofrecida por las partículas sólidas en un determinado volumen de material poroso y el valor de ese volumen; c es una constante apropiada de proporcionalidad.

Resulta, relacionando (9–b.3) y (9–b.4):

$$k = c\frac{n^3\gamma_w}{s^2\eta} \qquad (9\text{–b.5})$$

que es un modo de expresar la permeabilidad en términos de las propiedades físicas que intervienen en ella.

ANEXO IX-c

Pruebas de permeabilidad

a) Permeámetro de carga variable

IX-c.1. Equipo

a) Filtro de aire.

1. Tubo de lucita de 4.4 × 6 cm (aproximadamente).
2. Tapones de hule.
3. Tela de malla Nº 40.
4. Tela de malla Nº 200.

b) Recipiente para la muestra.

1. Tubo de lucita de 4.4 × 16 cm (aproximadamente).
2. Dos tapones de hule.
3. Tela de malla Nº 40.
4. Tela de malla Nº 200.

c) Equipo accesorio, como termómetro, recipientes evaporadores, probetas graduadas de 10 cm^3, balanza, arena de Ottawa, cronómetro, etc.

Un esquema de la disposición práctica de un permeámetro se muestra en la Fig. IX-c.1.

Copyrighted material

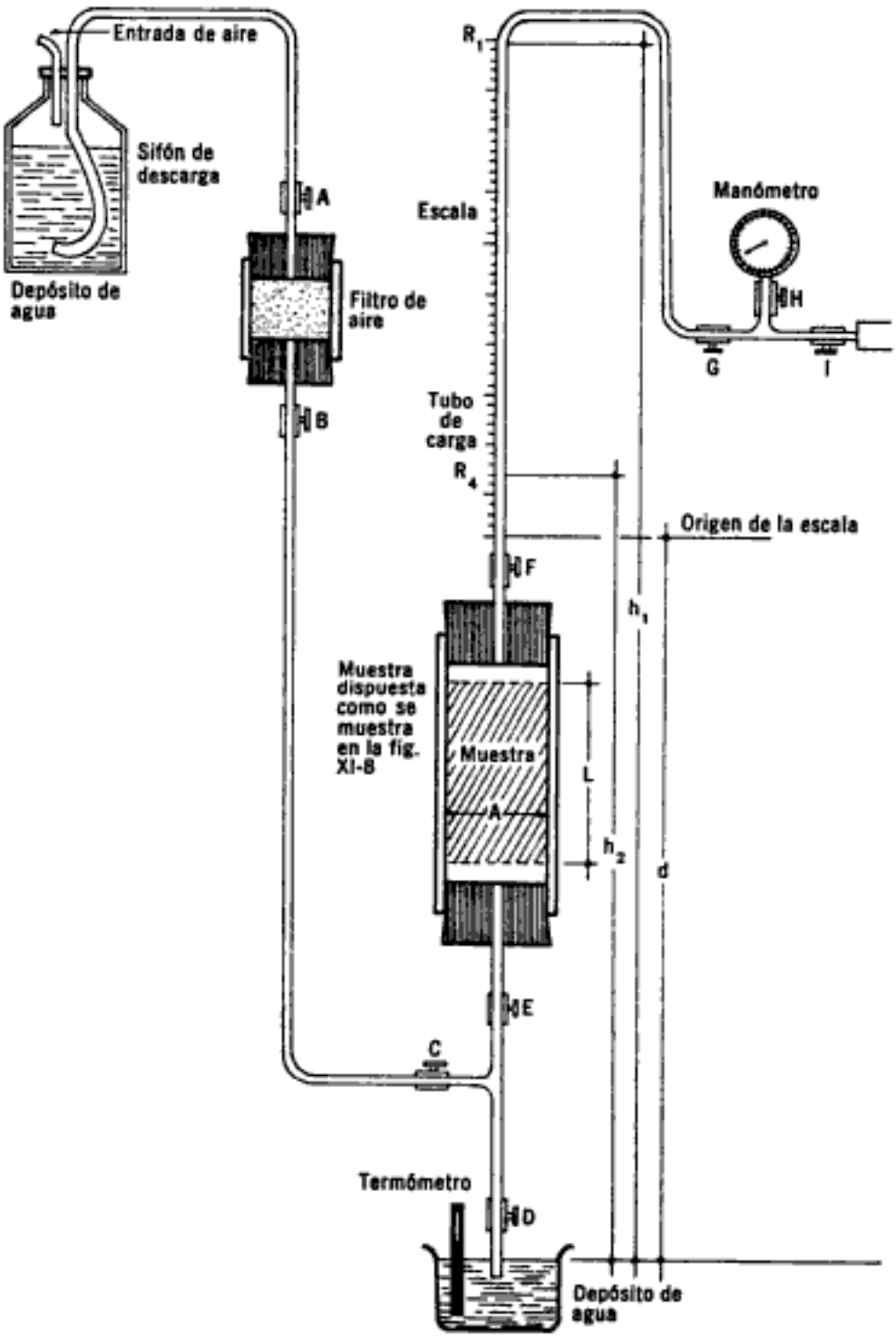


Figura IX-c.1. Dispositivo detallado del permeámetro de carga variable.

Copyrighted material

IX-c.2. Preparación de agua desaireada

La obtención de agua desprovista de aire es de la mayor importancia para la realización de pruebas de permeabilidad. El agua contiene siempre aire y otros gases en solución; éstos se separan del agua en las primeras capas de la muestra y se adhieren a ella, en forma de pequeñas burbujas que afectan la permeabilidad del suelo al disminuir los espacios vacíos. Las burbujas pueden llegar a cegar los capilares del suelo, por lo cual deben eliminarse.

El método más común para expulsar el aire y gases disueltos es hervir el agua, enfriándola después a bajas presiones. Este método, empero, puede aplicarse sólo a pequeñas cantidades de agua.

El profesor G. M. Fair, de la Universidad de Harvard (E.U.A.) desarrolló un método que consiste en dispersar agua en un ambiente en el cual, previamente, se haya producido un vacío. El método proporciona la cantidad suficiente de agua, con mínimo costo. Además, en estas pruebas se tiene no sólo el problema de producir el agua en condiciones adecuadas, sino conservarla en tales condiciones durante toda la prueba.

El método consiste en dispersar agua, pulverizándola, en un recipiente al vacío; la efectividad del método es función tanto del tiempo de exposición del agua pulverizada al vacío, como del tamaño de las burbujas que se han de eliminar en el agua. Esta no debe recogerse en el mismo recipiente en que se desairea. Si el agua se recoge en el recipiente que contiene los inyectores para dispersión y pulverización, el grado de deaireamiento es también función de las alturas inicial y final del agua en el recipiente.

El agua así preparada aún contiene alrededor de 1.5 cm^3 de oxígeno disuelto por litro; aún este contenido tan bajo hace que la permeabilidad disminuya con el tiempo, a no ser que se efectúen correcciones posteriores.

IX-c.3. Preparación del filtro de aire

Puesto que la fijación del aire en el suelo tiene lugar en las primeras capas de la muestra representativa del mismo, debe colocarse un filtro para aire en la línea entre el recipiente del agua desaireada y dicha muestra. El filtro se prepara como sigue:

1. Colóquese un tapón de hule, perforado por un tubo sarán, corto, de diámetro igual al del tubo de conducción del agua desaireada, en un extremo del cilindro de lucita de 4.4 × 6 cm, aproximadamente.

2. Colóquese una pieza circular de tela de malla Nº 40, de cobre, bronce o latón (sin aro) en contacto con el tapón, e inmediatamente una capa de 0.5 cm, aproximadamente, de arena de Ottawa, uniforme, Nº 20-30, bien compactada.

3. Directamente sobre la arena póngase otra pieza circular de tela de malla, apropiada para retener al material que vaya a usarse como filtro.

Copyrighted material

4. El material del filtro debe ser el mismo que va a ser probado. Colóquese este material, bien compactado, en una capa de espesor comprendido entre 0.5 y 1.0 cm.

5. A continuación, colóquese otra pieza de tela de malla usada en (3) y otra capa de arena de Ottawa, como la mencionada en (2), cubierta con tela de malla Nº 40.

6. Sobre todo lo anterior insértese otro tapón de hule en el cual se haya hecho un orificio, permitiendo la entrada de un tubo sarán y un termómetro. El tubo sarán deberá cortarse en el fondo del tapón de hule, y el termómetro deberá penetrar hasta el estrato de arena de Ottawa; para ello atravesará la tela de malla Nº 40, a través de un orificio hecho previamente.

Además de eliminar el aire que se fija al material colocado y no llega a la muestra de suelo, el filtro sirve para detener sílice libre formado por reacción del agua y el vidrio del recipiente que la contiene (Botset[1]). Logra retardarse esa reacción con la presencia de ácido clorhídrico. El agua ordinaria es alcalina generalmente, dependiendo su contenido de materias sólidas del tratamiento dado al agua y del estado con las tuberías. El uso de agua destilada en pruebas de permeabilidad presenta ventajas, pues el agua además de estar libre de suspensiones, es ligeramente ácida, condición que ayuda a que la formación del sílice libre sea mínima. Usando agua destilada desaireada y convenientemente conservada y el filtro de aire descrito, pueden efectuarse pruebas de permeabilidad, de varias horas de duración, con variaciones en la permeabilidad de la muestra que no excedan de $\pm 3\%$.

IX-c.4. Preparación de muestras secas no plásticas

Las pruebas de permeabilidad que se describen en el presente anexo deben efectuarse en suelos no demasiado impermeables (tabla 9-1); en general, en suelos no plásticos. La muestra para la presente prueba se preparará de la manera siguiente:

1. Colóquese un tapón de hule, en el cual se haya insertado un tubo sarán corto, en el extremo del cilindro de lucita de 4.4 × 16 cm aproximadamente.

2. Añádase una pieza de tubo de hule, corta, provista de una válvula de pinza, al tubo sarán, en su salida del tapón.

3. Sobre el tapón de hule, y dentro del cilindro de lucita, colóquese una pieza circular de tela de malla Nº 40, de cobre bronce o latón.

4. Para arenas finas y limos, colóquese una capa de arena de Ottawa, Nº 20-30, de 0.5 cm de espesor aproximado, bien compactada, sobre la malla indicada en (3).

5. Directamente sobre la arena de Ottawa colóquese otra pieza de tela de malla de abertura apropiada para retener el material que se va

Copyrighted material

a probar, pero que no cause una pérdida de carga hidráulica apreciable, en comparación con la que tiene lugar a través de la muestra de suelo.

6. Colóquese el material que se va a probar, previamente secado en horno, en capas de 1 cm de espesor aproximadamente, compactando cada capa al grado requerido. Resulta en general más satisfactorio compactar el espécimen por presión que por apisonamiento; para ello puede usarse un mazo con cabeza de goma o hule. También es conveniente presionar cada capa de la muestra ligeramente más que la anterior; esto produce una compactación más uniforme de todo el espécimen. Si se usa tubo de lucita de 5 cm de diámetro (2 pulg), es deseable que la muestra mida de 4 a 10 cm. Desde luego, esta altura de la muestra depende de la carga hidráulica disponible y del gradiente hidráulico que se desee obtener. En pruebas de rutina se suelen usar gradientes comprendidos entre 5 y 20.

7. Sucesivamente colóquense sobre la cara superior de la muestra, una pieza de tela de malla fina, una capa de 0.5 cm de espesor aproximado de arena de Ottawa, Nº 20-30 y, finalmente, otra pieza de tela metálica de malla Nº 40, al igual que se hizo en la parte inferior del espécimen.

8. Insértese con cuidado un tapón de hule perforado con tubo sarán corto, del mismo diámetro que la línea de aprovisionamiento de agua.

9. Mídanse y regístrense el número y diámetro del cilindro de lucita usado y la longitud de la muestra. El espécimen está así preparado para probarse, instalándolo como se muestra en la Fig. IX-c.1.

IX-c.5. Preparativos suplementarios

a) Determinación del área del tubo de carga.
En referencia a la Fig. IX-c.1:

1. Desconéctese la línea de agua en las válvulas F y G.
2. Conéctese en F un tubo procedente de una jeringa llena de agua y, con F y G abiertos, hágase subir el agua hasta la parte superior de la escala métrica adosada al tubo de carga. Ciérrese F y desconéctese la jeringa.
3. Abrase F y retírense del tubo de carga 10 cm^3 aproximadamente, recogiéndolos en una probeta graduada de 10 cm^3 de capacidad, tomando nota de las elevaciones del agua en la escala métrica, antes y después de esta operación.
4. Vacíese el tubo de carga y establézcanse de nuevo las conexiones en F y G.
5. Calcúlese el área del tubo de carga, a partir del volumen drenado a la probeta graduada.

b) Saturación del filtro de aire y de la muestra.

1. Compruébese que la línea del recipiente del agua desaireada hasta A está llena de agua.

Copyrighted material

2. Abranse las válvulas de pinza B, C, E, F, G, H e I. Ciérrense las A y D.
3. Aplíquese un vacío de 70 cm de mercurio, durante varios minutos. (Si la prueba no se hace al nivel del mar, corríjase este valor adecuadamente.)
4. Ciérrense las válvulas B, C, F y G y hágase cesar la acción del vacío.
5. Entreábrase la válvula A y permítase que el agua sature el filtro de aire, lentamente.
6. Abrase B ligeramente hasta que el agua descienda hasta C.
7. Entreábrase la válvula C y permítase que el agua pase lentamente hasta F, saturando la muestra.
8. Desconéctese la línea en G, abriendo esta válvula.
9. Abrase F y permítase que el agua suba hasta el extremo superior de la escala métrica.
10. Ciérrese E, ábrase D y permítase que el agua fluya al recipiente inferior hasta tener la seguridad de que el aire en el tubo, abajo de D, fue expulsado.
11. Ciérrense A, B, C y D, abriendo E.

c) Saturación de la muestra en el caso en que el filtro de aire esté ya previamente saturado.

1. Desconéctese la línea en E. Abranse A, B, C y D, y permítase que el agua fluya desde el recipiente de agua desaireada, cerrando entonces D. Cuando el agua rebase el nivel de la conexión en T, ciérrese C y restablézcase la conexión en E.
2. Con E, F, G, H e I abiertas, aplíquese vacío durante algunos minutos.
3. Ciérrense F y G y hágase cesar la acción del vacío.
4. Efectúense los pasos 7), 8), 9), y 10) anteriormente descritos en la sección *b*).

IX-c.6. Procedimiento de prueba

Con las válvulas C y D cerradas y las E, F y G abiertas, y la línea desconectada en G, procédase como sigue:

1. Llénese el recipiente inferior situado bajo D con agua ordinaria a la temperatura ambiente. Mídase *d,* elevación de la escala métrica sobre el nivel del agua en el recipiente inferior.
2. Abrase D completamente. Cuando el agua en el tubo de carga descienda hasta cierta elevación (R_1) escogida de antemano, por ejemplo 70 cm, échese a andar el cronómetro.
3. Regístrense los tiempos transcurridos para que el agua alcance las elevaciones R_2, R_3 y R_4 (por ejemplo, 50, 30 y 10 cm). Ciérrese D antes de que el agua descienda bajo el extremo inferior del tubo de carga.
4. Abrase C y permítase que el agua vuelva a llenar el tubo de carga.

Copyrighted material

5. Ciérrese C y vuélvase a ejecutar la prueba, usando las mismas elevaciones que se hayan considerado la primera vez. Ejecútese la prueba una tercera vez, en las mismas condiciones.

6. Mídase la temperatura del agua en el recipiente inferior.

7. Calcúlense los valores del coeficiente de permeabilidad k, para cada prueba ejecutada, usando las caídas de carga de R_1 a R_2, de R_2 a R_3, de R_3 a R_4 y de R_1 a R_4.

IX-c.7 Errores probables

Para realizar la prueba de permeabilidad con el permeámetro de carga variable, no se precisa una gran experiencia en general, pero, en cambio, existen numerosas fuentes de error posible, de las cuales se mencionan las principales:

1. El agua debe haber sido desaireada antes de ejecutar la prueba y mantenida en esa condición. Si esto se hace correctamente, existe poca posibilidad de que el aire represente un error de consideración. Sin embargo, el dispositivo de prueba tiene muchas conexiones y siempre existe la posibilidad de que se produzcan infiltraciones de aire en el sistema; la posibilidad de éstas se reduce mucho usando la acción del vacío después de que el material se satura.

2. La relación del área del tubo de carga (a) a la del espécimen (A) es muy pequeña (frecuentemente del orden 0.01) y requiere, por lo tanto, una determinación muy cuidadosa del área del tubo de carga. Además, la tubería usada no es de precisión y, sin duda, tendrá variaciones de sección a lo largo de su longitud.

3. La temperatura debería medirse en el agua en el momento en que atraviesa la muestra, en lugar de hacerlo en el agua del recipiente inferior.

4. La estratificación y compactación no uniforme de la muestra puede hacer que la permeabilidad de la misma disminuya.

5. La estructura de la muestra puede verse afectada por una saturación demasiado rápida.

Excepto en lo que se refiere al error causado por el aire atrapado, las restantes fuentes de error no suelen ser de gran influencia en el valor numérico del coeficiente de permeabilidad.

b) Prueba horizontal de capilaridad

IX-c.8. Equipo

1. Tubo de lucita, de 4.4 × 16 cm (aproximadamente).
2. Dos tapones de hule, con inserción de un tubo también de hule.
3. Tela de malla Nº 200.
4. Tela de malla gruesa.

Copyrighted material

5. Un sujetador especial para fijar la tela de malla gruesa en su lugar.

6. Un escalímetro.

7. Equipo accesorio, como balanza, pisón de cabeza de hule, termómetro, reloj, recipientes para lavado, etc.

IX-c.9. Preparación de la muestra

Se hará dentro del tubo de lucita, siguiendo los lineamientos indicados en IX-c.4 con la siguiente excepción: las capas de arena de Ottawa no se colocan y todo el cilindro de lucita se llena con el espécimen. Un extremo de dicho cilindro se cierra con una pieza de tela de malla fina, seguida de un disco metálico perforado, que se fija con el sujetador al extremo del tubo.

IX-c.10. Preparativos suplementarios

Se reducen a medir y registrar el área del cilindro de lucita y la longitud de la muestra.

IX-c.11. Procedimiento de prueba

El procedimiento de prueba se ajustará a lo que sigue:

1. Colóquese el cilindro en posición horizontal en un recipiente de de agua poco profundo, comprobando que el tubo de hule inserto en el tapón está abierto a la presión atmosférica. En el momento de la inmersión del cilindro, échese a andar un cronómetro. Remuévanse las burbujas de aire de tela de malla en el extremo del tubo con los dedos, a la vez que se hace girar nuevamente la muestra, para garantizar un avance uniforme del agua.

2. A intervalos de medio minuto, mídanse y regístrense las distancias x, en cm, del extremo de la muestra a la superficie de saturación o frente de avance del agua a través de la muestra. Efectúense, como mínimo, cuatro observaciones.

3. Obsérvese y regístrese la temperatura del agua.

4. Dibújense gráficas, en papel aritmético, de las cantidades x^2 (ordenadas) y t en minutos (abscisas). La pendiente media de esta curva es el valor de m. El coeficiente de permeabilidad es directamente proporcional al valor de m. El valor de k_{20} puede calcularse en la forma ya vista en este mismo capítulo.

5. Al terminar la prueba, calcúlese el peso específico seco y la relación de vacíos de la muestra.

IX-c.12. Errores probables

Los errores suelen ser de poca importancia, dado que se buscan resultados aproximados y no se pretende que la prueba proporcione

Copyrighted material

valores precisos del coeficiente de permeabilidad. Los errores debidos a lecturas poco precisas pueden atenuarse promediando muchas de tales lecturas al trazar la gráfica correspondiente.

El frente de saturación no estará probablemente en un plano vertical; esto puede corregirse mucho girando suave y frecuentemente el tubo de lucita sumergido.

Como las fórmulas están basadas en la hipótesis de que los meniscos se desarrollan por completo, el material debe secarse en horno antes de la prueba. Si el secado no se realizó en horno, todas las muestras deben haber estado sujetas a los mismos procesos de secado. Arenas ligeramente húmedas dan resultados totalmente erróneos para m y Z.

La estratificación puede hacer que el punto de saturación avance muy irregularmente, pudiendo en ocasiones impedir la prosecución de la prueba. El efecto se atenúa rascando ligeramente la superficie de cada capa al formar el espécimen antes de poner la siguiente.

Obra: _____

Localización: _____

Sondeo N°: _____ Ensaye N°. _____

Muestra N°. _____ Prof. _____

Descripción: _____

_____

(DEPENDENCIA)

PRUEBA HORIZONTAL DE CAPILARIDAD

Fecha: _____ Operador: _____ Calculista: _____

Datos Iniciales

Cilindro N° _____

Diámetro del cilindro _____ cm.

Longitud de la muestra = L = _____ cm.

Area de la muestra = A = _____ cm^2

Volumen de la muestra = V = AL = _____ cm^3

Peso específico relativo de sólidos = s_s = _____

(Determinado ☐ Estimado ☐)

Datos Finales

Recipiente N°. _____

Tara + Peso muestra seca _____ gr.

Tara _____ gr.

Peso de la muestra seca = W_s = _____ gr.

Relación de vacíos = $e = \frac{Vs_s - W_s}{W_s}$

= _____ = _____

Tiempo transcurrido t	Distancia x	x^2
minutos	cm	cm^2

Temperatura del agua = T = _____ °C

De la gráfica $m_T = \frac{x^2}{t}$ = _____

$m_{20} = m_T \frac{T}{20}$ = _____

Si se conoce Z_{20} para el suelo ensayado:

$k_{20} = \frac{m^2_{20}}{Z_{20}}$ = _____ cm/seg

Si se conoce k_{20} para el suelo ensayado

$Z_{20} = \frac{m^2_{20}}{k_{20}}$ = _____ cm/seg

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

_____

_____

Copyrighted material

Obra: _____

Localización: _____

Sondeo N°. _____ Ensaye N°. _____

Muestra N°. _____ Prof. _____

Descripción: _____

_____

(DEPENDENCIA)

DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD CON EL PERMEAMETRO DE CARGA VARIABLE

Fecha: _____ Operador: _____ Calculista: _____

Datos Previos

Cilindro N° _____

Diámetro del cilindro _____ cm.

Longitud del cilindro = L = _____ cm.

Area de la muestra = A = _____ cm^2.

Volumen de la muestra = V = LA = _____ cm^3

Peso específico relativo de sólidos = s_s = _____

(Determinado ☐ Estimado ☐)

Temperatura del agua	Tiempos transcurridos t	Carga inicial h_1	Carga final h_2	k_T	k_{20}
°C	seg	cm	cm	cm/seg	cm/seg

Datos Finales

Recipiente N° _____

Tara + Peso muestra seca _____ gr.

Tara _____ gr.

Peso de la muestra seca = W_s = _____ gr.

Relación de vacíos = $e = \frac{Vs_s - W_s}{W_s}$

= _____ = _____

Tubo de carga N°. _____

Area del tubo de carga = a = _____ cm^2

Altura de ascensión capilar = h_c = _____ cm^2

$k_T = 2.3 \frac{aL}{At} \log \frac{h_1 - h_c}{h_2 - h_c}$ = _____ cm/seg

$k_{20} = \frac{V_T}{V_{20}}$ = _____ cm/seg

NOTA: $h_c = \frac{0.3}{d}$ (dimensiones en cm.)

OBSERVACIONES: _____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

Copyrighted material

ANEXO IX-d

Variación de la permeabilidad de los suelos con la relación de vacíos

Puede hacerse un análisis teórico de la variación del coeficiente de permeabilidad de un suelo con respecto a su relación de vacíos, si se considera un suelo imaginario con capilares cilíndricos de un mismo diámetro y con una relación de sus longitudes a la longitud de la mues-

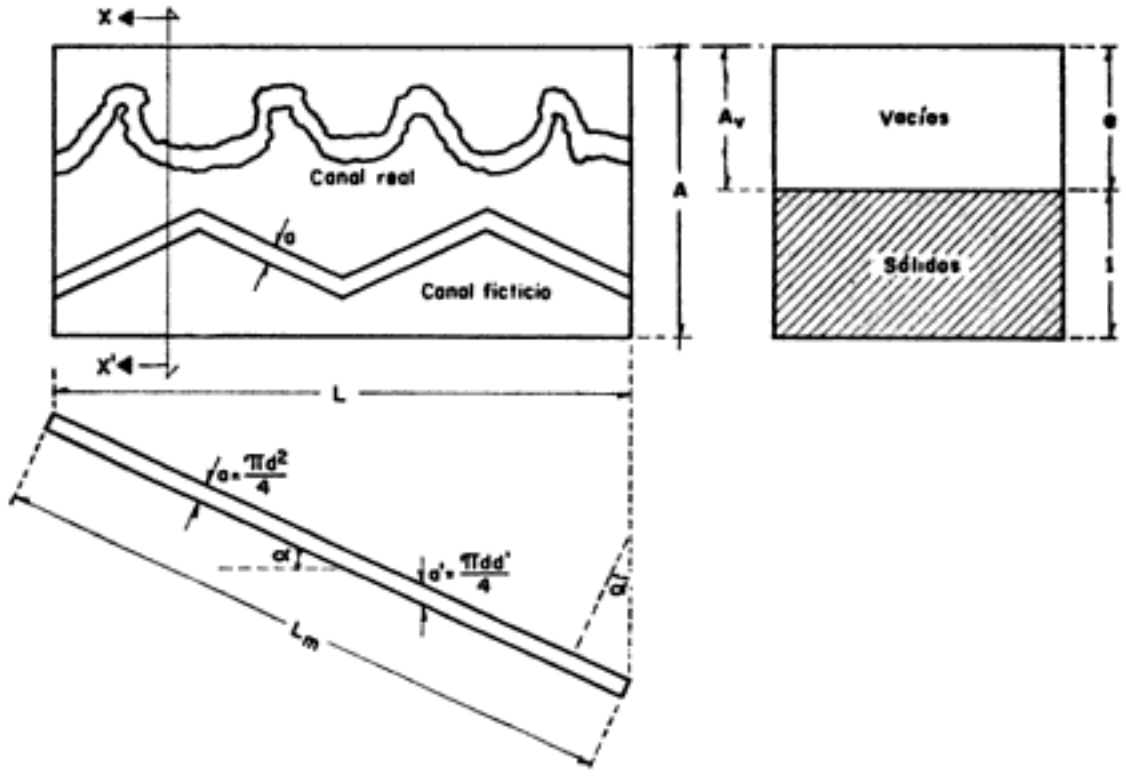


Figura IX-d.1. Comparación del suelo real e imaginario.

tra, igual a la que tengan los canalículos del suelo real. Se impondrá la condición adicional de que el suelo ficticio y el real tengan la misma relación de vacíos. El diámetro de los capilares en el suelo imaginario se escogerá de manera que el coeficiente de permeabilidad también sea el mismo en los suelos imaginario y real; siempre será posible escoger un diámetro que cumpla esta condición. El número de canales en el suelo real no será, en general, el mismo que el suelo imaginario, pero este número no influye en los resultados finales del análisis.

Aunque en el suelo real cada canal tiene una trayectoria curva (Fig. IX-d.1), puede considerarse por razones estadísticas que en una muestra de longitud L, todos esos canales tienen una misma longitud $L_m > L$.

Para que los capilares en el suelo imaginario tengan la longitud L_m se supondrán desarrollados en zigzag (Fig. IX-d.1). Teniendo en

Copyrighted material

cuenta que en el estudio del flujo de agua en suelos, la carga de velocidad $v^2/2g$ es despreciable en comparación a la pérdida de carga, las propiedades hidráulicas de un canal ficticio rectificado (detalle de la Fig. IX-d.1) serán las mismas que las del tubo en zigzag.

El área de vacíos A_v, medida en cualquier sección $X-X'$, normal a la dirección del flujo, será:

$$A_v = \frac{e}{1+e} A \tag{9–d.1}$$

Esta área representa a un número definido de capilares. Cada uno de los capilares ficticios tiene un área a' medida en la dirección normal al flujo, pero un área $a < a'$, si se considera la dirección normal al canal. Si d es el diámetro del capilar en dirección normal al propio capilar y d' es el diámetro mayor de la sección elíptica en dirección normal al flujo, podrá escribirse:

$$\frac{a'}{a} = \frac{\frac{\pi d d'}{4}}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{d'}{d} = \frac{L_m}{L} = c_1 \tag{9–d.2}$$

En efecto, debe notarse que el área a' es una elipse de ejes d' y d, y la relación entre ellos es la relación de L_m a L, según se desprende de la multicitada Fig. IX-d.1. El valor de c_1 no es constante para un suelo dado, sino que disminuye al aumentar la relación de vacíos. Es conveniente expresar c_1 como:

$$c_1 = \frac{c_2}{e^\beta} \tag{9–d.3}$$

en donde el exponente β representa una constante menor que 0.5, que depende del tipo de suelo.

Para una masa de suelo dada, el número de capilares que representan el espacio de vacíos, no varía al cambiar el valor de la oquedad, en tanto la estructura del suelo permanezca esencialmente intacta. Si a_1 representa el área de un capilar, correspondiente a la relación de vacíos, $e = 1.0$ y a es la misma área para $e = e$, de la Fig. IX-d.2 se obtiene:

$$\frac{1}{a_1} = \frac{e}{a} \quad \therefore \quad a = a_1 e \tag{9–d.4}$$

El gradiente hidráulico medido en una prueba se define como

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

Copyrighted material

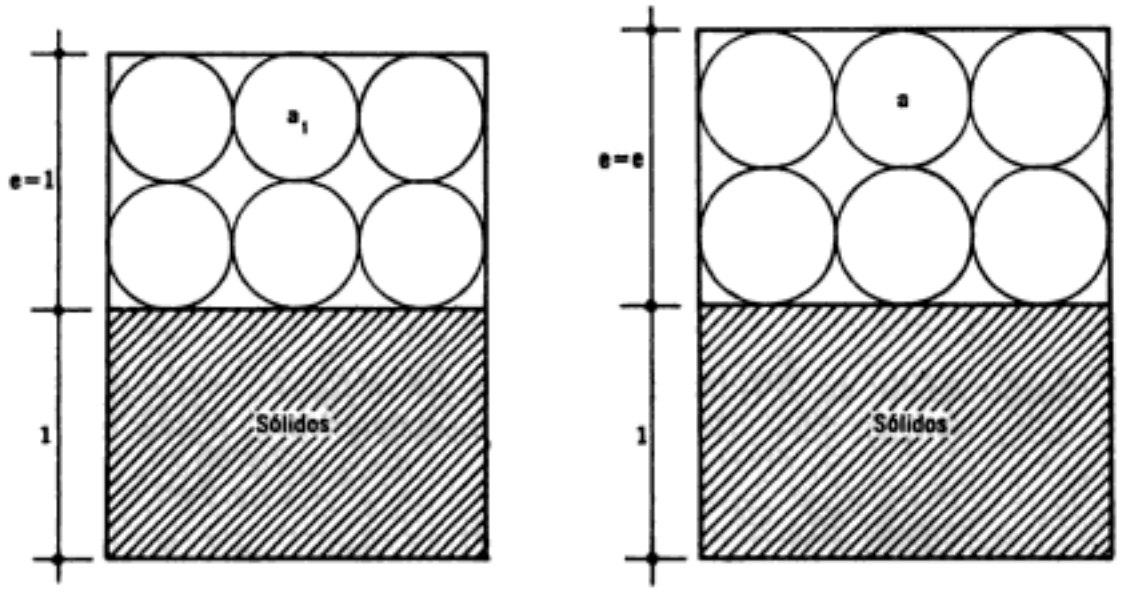


Figura IX-d.2. Variación del área de los tubos capilares con la relación de vacíos en una masa de suelo.

Sin embargo, el valor real a lo largo de un canal, tanto en el suelo real como en el imaginario, puede expresarse:

$$i' = \frac{\Delta h}{L_m} = \frac{\Delta h}{c_1 L} = \frac{i}{c_1} = \frac{ie^\beta}{c_2} \qquad (9\text{–d.5})$$

De acuerdo con la ecuación de Poiseuille (Anexo IX-a de este capítulo), el gasto del flujo de agua en tubos capilares vale:

$$Q = \frac{\pi \gamma_w}{8\eta} \cdot \frac{\Delta h}{L} R^4$$

Que aplicada al presente caso, resulta, para un capilar del suelo imaginario:

$$Q = \frac{\pi \gamma_w}{8\eta} \frac{\Delta h}{L_m} \left(\frac{d}{2}\right)^4 \qquad (9\text{–d.6})$$

Pero $\frac{\pi d^2}{4} = a$; por lo tanto, $a^2 = \frac{\pi^2 d^4}{16}$, y además $\frac{\Delta h}{L_m} = i'$. Llevando estos valores a (9–d.6), se tiene:

$$Q = \frac{\gamma_w}{8\pi\eta} i' a^2 \qquad (9\text{–d.7})$$

El gasto total que fluye a través del suelo imaginario de sección transversal A, puede determinarse a partir de N, número de capilares y del gasto de cada capilar. Ya que el área del capilar es a' en dirección normal al flujo, el número de capilares puede obtenerse con la expresión:

Copyrighted material

$$N = \frac{A}{a'}\frac{e}{1+e} \tag{9–d.8}$$

El gasto total será el producto de las ecuaciones (9–d.7) y (9–d.8).

$$Q = \frac{\gamma_w}{8\pi\eta}\frac{a^2}{a'}\frac{e}{1+e}\,i'\,A \tag{9–d.9}$$

Sustituyendo en (9–d.9) los valores de a'/a, c_1, aei', dados por (9–d.2), (9–d.3), (9–d.4) y (9–d.5), respectivamente, puede escribirse:

$$Q = \frac{\gamma_w}{8\pi\eta}\frac{a_1 e^{1+\beta}}{c_2}\frac{e}{1+e}\frac{ie^{\beta}}{c_2}\,A = \frac{\gamma_w\, a_1}{16\pi\eta c_2^2}\frac{2e^{2(1+\beta)}}{1+e}\,i\,A \tag{9–d.10}$$

Esta ecuación puede escribirse:

$$Q = k'F(e)iA \tag{9–d.11}$$

Comparando (9–d.11) con la ley de Darcy observamos que el coeficiente de permeabilidad k, ha quedado expresado como:

$$k = k'F(e) \tag{9–d.12}$$

Siendo k' una constante física del complejo suelo-agua, que depende solamente de la temperatura y $F(e)$, una cierta función de la relación de vacíos; k' representa el coeficiente de permeabilidad del suelo, para una relación de vacíos $e = 1$, según se desprende de la sustitución de este valor en la ecuación (9–d.10).

Sustituyendo en $F(e)$ los valores de β, 0 y 0.5 y el promedio aritmético de ellos ($\beta = 0.25$), se obtienen para la función las siguientes expresiones:

$$\text{Si } \beta = 0 \qquad F_1(e) = \frac{2e^2}{1+e}$$

$$\text{Si } \beta = 0.25 \quad F_2(e) = \frac{2e^{2.5}}{1+e}$$

$$\text{Si } \beta = 0.5 \quad F_3(e) = \frac{2e^3}{1+e}$$

$F_2(e)$, obtenida para $\beta = 0.25$ es el promedio geométrico de las funciones $F_1(e)$ y $F_3(e)$. La media aritmética de estas dos últimas funciones resulta ser:

$$F_4(e) = \frac{e^2+e^3}{1+e} = e^2 \tag{9–d.13}$$

Copyrighted material

El uso de las diferentes funciones anteriores en comparación cuidadosa con los datos de algunas experiencias realizadas, permite establecer que ninguna función resulta preferible a las otras, dentro del intervalo práctico de valores de e de un suelo dado. Por esta razón parece recomendable usar la función más simple.

$$F_4(e) = e^2$$

Para el caso de suelos muy finos se ha encontrado que dos funciones bastante complicadas de la relación de vacíos, obtenidas una por Schlichter y otra por Terzaghi, dan mejores resultados que las funciones simples discutidas anteriormente. Las fórmulas de ambos autores dan permeabilidad nula para $e = 0.1$, aproximadamente, lo cual es acorde con las observaciones experimentales realizadas en suelos muy finos. Este decremento rápido de k es particularmente notorio en arcillas abajo del límite plástico, lo cual probablemente se deba a la mayor viscosidad que exhibe el agua en canalículos muy angostos, resultante del hecho de que una parte considerable de ella está expuesta a fuertes atracciones moleculares de la materia sólida adyacente. Para tomar en cuenta este importante hecho, la relación simple obtenida para k y e_1 ha de modificarse. La relación es:

$$k = k'e^2 \qquad (9\text{–d.}14)$$

Puede verse que esa relación representa una ley parabólica con $k = 0$ para $e = 0$. Si se desea que $k = 0$ para $e_0 > 0$, ello equivale a correr la parábola, de modo que su vértice abandone el origen y pase al punto $(e_0, 0)$. La ecuación de esta nueva parábola que define la nueva relación resulta:

$$k = k'c_3(e - e_0)^2 \qquad (9\text{–d.}15)$$

c_3 es una constante de ajuste que se ha hecho necesaria para conservar la definición de k', según la cual $k' = k$ para $e = 1$. Esta idea proporciona automáticamente el modo de calcular la constante c_3.

La constante e_0 debe determinarse para cada suelo por medio de una serie de pruebas. A falta de ellas, puede tomarse $e_0 = 0.1$, según los criterios de Terzaghi y Schlichter.

La cantidad $e - e_0$ suele llamarse "relación de vacíos efectiva" en lo que se refiere a permeabilidad.

ANEXO IX-e

Teoría de la prueba horizontal de capilaridad

La teoría de la prueba horizontal de capilaridad puede desarrollarse considerando, en primer lugar, un tubo capilar horizontal en contacto con la superficie del agua de un recipiente (Fig. IX-e.1).

Copyrighted material

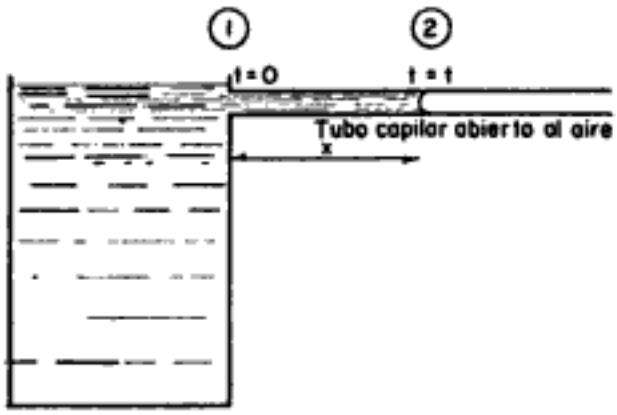


Figura IX-e.1. Avance del agua en un tubo capilar horizontal próximo a la superficie.

De la ley de Poiseuille (Ec. 9-a.13) se tiene que la velocidad media del agua en el tubo está dada por:

$$v_m = \frac{\gamma_w}{8\eta}\frac{\Delta h}{L}R^2.$$

Lo cual para un caso concreto dado, teniendo en cuenta que $\Delta h/L = i$, gradiente hidráulico medio, puede escribirse:

$$v_m = ci \qquad (9\text{–e.1})$$

c es una constante que depende tanto de propiedades del agua como del tubo capilar de que se trate.

El gradiente hidráulico medio entre los puntos (1) y (2) (Fig. IX-e.1) es igual a la diferencia de carga entre esos puntos, dividida entre la distancia x. La carga h_1 en el punto (1) es nula considerando presiones manométricas y la carga h_2, en (2), precisamente atrás del menisco que avanza, vale $-h_c$ siendo h_c la altura de ascensión capilar del agua en el tubo. Por lo tanto, puede escribirse:

$$i = \frac{h_1 - h_2}{x} = \frac{0-(-h_c)}{x} = \frac{h_c}{x} \qquad (9\text{–e.2})$$

y, por lo tanto:

$$v_m = \frac{dx}{dt} = c\frac{h_c}{x} \qquad (9\text{–e.3})$$

La expresión anterior puede integrarse respecto a x y t.

$$x^2 = 2ch_ct + C_1$$

Cuando $t = 0$ se tiene $x = 0$, por lo que:

Copyrighted material

$$C_1 = 0$$

entonces:

$$x^2 = 2ch_c t \qquad (9\text{–e.4})$$

Esta ecuación, que es la de una parábola, expresa la distancia recorrida por el agua a lo largo del tubo, como función del tiempo.

Considérese ahora una muestra de suelo colocada en el dispositivo ya descrito para ejecutar la prueba horizontal de capilaridad. Se supondrá que el suelo está sujeto a todas las hipótesis mencionadas en el Anexo IX-d de este capítulo. De ellas es recomendable tener muy presente ahora que el suelo está surcado por capilares de igual diámetro.

La velocidad de filtración del agua a través del suelo (IX-3) es:

$$v_f = \frac{dx}{dt} = k\frac{1+e}{e}i.$$

En un capilar del suelo, según lo arriba visto, se tendrá:

$$\frac{dx}{dt} = k\frac{1+e}{e}\frac{h_c}{x}$$

Integrando:

$$x^2 = 2k\frac{1+e}{e}h_c t + C_1$$

También ahora si $t = o$, $x = o$ por lo que $C_1 = o$; entonces:

$$x^2 = 2k\frac{1+e}{e}h_c t = mt \qquad (9\text{–e.5})$$

Donde:

$$m = 2k\frac{1+e}{e}h_c \qquad (9\text{–e.6})$$

es una constante que refleja las propiedades físicas del suelo (k, e y h_c) por el que circula el agua.

Los valores de x y t se obtienen por observación, al realizar la prueba. Dibujando una gráfica $x^2 - t$ se tiene una recta, cuya pendiente es m; así, esta constante resulta experimentalmente calculable.

Para poder calcular k en la Ec. (9–e.6) es necesario sustituir la otra cantidad desconocida h_c por una función de k y e. Se sabe que:

$$h_c = \frac{4T_s \cos\alpha}{d\gamma_w} \qquad (8\text{–}6)$$

y que:

$$k = \frac{\gamma_w a_1}{16\pi\eta c_2^2}F(e) \qquad (9\text{–d.10})$$

Copyrighted material

Además, el área de la sección recta de un capilar:

$$a = a_1 e = \frac{\pi d^2}{4} \tag{9-d.4}$$

De donde:

$$d = \sqrt{\frac{4a_1 e}{\pi}} \tag{9-e.7}$$

Sustituyendo este valor en (8-6) se obtiene:

$$h_c = \frac{2\sqrt{\pi} T_s \cos \alpha}{\sqrt{a_1 e}\, \gamma_w}$$

Elevando al cuadrado:

$$h_c^2 = \frac{4\pi T_s^2 \cos^2 \alpha}{a_1 e\ \gamma_w^2} \tag{9-e.8}$$

Por otra parte, de la ecuación (9-d.10) se obtiene para a_1 el valor:

$$a_1 = \frac{16\pi\eta\, c_2^2\, k}{\gamma_w F(e)} \tag{9-e.9}$$

Sustituyendo este valor de a_1 en la ecuación (9-e.8) se tiene:

$$h_c^2 = \frac{T_s^2 \cos^2 \alpha}{4\gamma_w \eta c_2^2 k} \frac{F(e)}{e} \tag{9-e.10}$$

Valor que llevado a (9-e.6), conduce a:

$$m^2 = \frac{T_s^2 \cos^2 \alpha}{\gamma_w \eta c_2^2} \frac{(1+e)^2 F(e)}{e^3} k \tag{9-e.11}$$

Abreviadamente, puede escribirse:

$$m^2 = \frac{T_s^2 \cos^2 \alpha}{\gamma_w \eta c_2^2} \phi(e)\, k \tag{9-e.12}$$

El primer factor del segundo miembro de (9-e.12) puede considerarse constante para un cierto suelo, durante una prueba dada.

El valor $\phi(e)$ depende de la función $F(e)$ que se escoja como representativa. (Ver Anexo IX-d de este capítulo). En la tabla (9-e.1) se muestran distintos valores de la función $\phi(e)$ anotados para diferentes funciones $F(e)$ y diferentes valores concretos de e.

Copyrighted material

$F(e)$	$\phi(e)$	$e = 0.4$	$e = 0.7$	$e = 1.0$
$F_1(e) = \frac{2e^2}{1+e}$	$\phi_1(e) = \frac{2(1+e)}{e}$	7.0	4.9	4.0
$F_2(e) = \frac{2e^{2.5}}{1+e}$	$\phi_2(e) = \frac{2(1+e)}{e}$	4.4	4.1	4.0
$F_3(e) = \frac{2e^3}{1+e}$	$\phi_3(e) = 2(1+e)$	2.8	3.4	4.0
$F_4(e) = e^2$	$\phi_4(e) = \frac{(1+e)^2}{e}$	4.9	4.1	4.0
$F_5(e) = 1.24(e-0.1)^2$	$\phi_5(e) = \frac{1.24(1+e)^2(e+0.1)^2}{e^3}$	3.4	3.8	4.0

Nótese que en el intervalo de variación usual de la relación de vacíos para los suelos a que es aplicable la prueba horizontal de capilaridad, los valores numéricos de $\phi(e)$ no presentan variaciones grandes, según la $F(e)$ escogida, con excepción del caso en que se use $F_1(e)$, que ha probado no ser representativa para suelos reales. Además, dependiendo de la $F(e)$ escogida, el efecto de la variación de la relación de vacíos puede ser positivo o negativo. En realidad no se sabe cuál de las funciones anteriores es más representativa del fenómeno; sin embargo, la experiencia ha demostrado que $F_2(e)$ y $F_5(e)$ son funciones que se ajustan mejor que las otras a la realidad.

Es afortunado, por otra parte, que precisamente en estas funciones se produzcan las desviaciones mínimas en la tabla anterior. Todo ello induce al criterio práctico de tomar $\phi(e) = 4.0$, como un valor aceptable en todos los casos, concluyendo también que la influencia de la relación de vacíos en los resultados de la prueba horizontal de capilaridad es de escasa importancia y puede ser despreciada.

Sustituyendo $\phi(e) = 4$ en la Ec. (9–e.12), puede anotarse:

$$m^2 = \frac{4T_s^2 \cos^2 \alpha}{\gamma_w \eta c_2^2} k = Z'k \qquad (9\text{–e.13})$$

En esta ecuación Z' es una constante para un suelo dado. La cantidad c_2, según determinaciones gráficas, varía entre 1.1 y 1.6 para suelos de partículas equidimensionales, mientras que para una acumulación de esferas iguales varía entre 1 y 1.3; en ambos casos el exponente β (Anexo IX-d de este capítulo) es aproximadamente igual a $\frac{1}{3}$. La constante Z' se determina con pruebas de calibración, determinando directamente la permeabilidad del suelo, por ejemplo con permeámetros y aplicando posteriormente la Ec. (9–e.13).

En la práctica conviene sustituir la constante Z' por otra, Z', análoga, pero de diferente dimensión, de manera que las distancias x recorridas

Copyrighted material

por el agua se midan en centímetros y el tiempo t, en minutos; además el coeficiente k es deseable que se obtenga directamente en 10^{-4} cm/seg. Así se tiene la relación:

$$k = \frac{m^2}{Z}\left[10^{-4}\,\frac{\text{cm}}{\text{seg}}\right] \qquad (9\text{–e.14})$$

ANEXO IX-f

Problemas resueltos

1. Una muestra de arena de 35 cm² de área y 20 cm de longitud se probó en un permeámetro de carga constante. Bajo una carga de 50 cm de agua, el volumen filtrado fue de 105 cm³, en 5 min. El peso seco de la muestra de arena fue de 1,105 g y su $S_s = 2.67$. Determine:

a) El coeficiente de permeabilidad de la arena.
b) La velocidad de descarga.
c) La velocidad de filtración.

Solución:

a) Según la fórmula (9–12):

$$k = \frac{105\times 20}{50\times 35\times 5\times 60} = 4\times 10^{-3}\ \text{cm/seg.}$$

b) $V = ki = 4\times 10^{-3}\times\dfrac{50}{20} = 10^{-2}\ \text{cm/seg.}$

c) Se calculará e.

$$V_s = \frac{W_s}{S_{so}} = \frac{1{,}105}{2.67} = 415\ \text{cm}^3.$$

$$V_{tot} = 35\times 20 = 700\ \text{cm}^3.$$

$$\therefore\ V_v = 700-415 = 285\ \text{cm}^3.$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{285}{415} = 0.69$$

$$v_1 = \frac{1+e}{e}v = \frac{1.69}{0.69}\,100 = 2.45\times 10^{2}\ \text{cm/seg}$$

2. Una muestra de suelo de 10 cm de diámetro y 5 cm de espesor se probó en un permeámetro de carga variable. La carga de agua bajó de 45 cm a 30 cm en 4 min 32 seg. El área del tubo alimentador era de 0.5 cm². Calcule el coeficiente k, en cm/seg.

Solución:

Se aplicará la fórmula (9–15):

$$k = 2.3\,\frac{La}{A}\log\frac{h_1}{h_2}.$$

Copyrighted material

En ella:

$$a = 0.5 \text{ cm}^2.$$

$$L = 5 \text{ cm}.$$

$$A = \frac{\pi 10^2}{4} = 78.5 \text{ cm}^2.$$

$$t = 4 \text{ min } 32 \text{ seg} = 272 \text{ seg}.$$

$$h_1 = 45 \text{ cm} - h_c$$

$$h_2 = 30 \text{ cm} - h_c$$

$$h_c = \frac{0.3}{D} \text{ (Fórmula 8–8)} ; \; 0.5 = \frac{D^2}{4}$$

$$\therefore \; D = 0.8 \text{ cm}.$$

Por lo tanto:

$$h_c = \frac{0.3}{0.8} = 0.4 \text{ cm}.$$

$$\therefore \; h_1 = 44.6 \text{ cm}.$$

$$h_2 = 29.6 \text{ cm}.$$

y:

$$k = 2.3 \frac{5 \times 0.5}{272 \times 78.5} \log \frac{44.6}{29.6}$$

resulta:

$$k = 4.7 \times 10^{-5} \text{ cm/seg}.$$

3. Los coeficientes de permeabilidad de una arcilla a relaciones de vacíos de 1.55 y 1.25 son 58×10^{-9} y 35×10^{-9} cm/seg, respectivamente. Determine el coeficiente de permeabilidad para una relación de vacíos de 0.80.

Solución:

Se trabajará con la expresión (9–d.15):

$$k = k' c_3 \, (e - e_0)^2.$$

Si se consideran los dos valores de la permeabilidad, puede escribirse:

$$k_1 = k' c_3 \, (e_1 - e_0)^2$$

$$k_2 = k' c_3 (e_2 - e_0)^2$$

Dividiendo:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{(e_1 - e_0)^2}{(e_2 - e_0)^2}.$$

Sustituyendo valores, puede obtenerse el valor de e_0:

Copyrighted material

$$\frac{58\times10^{-9}}{35\times10^{-9}} = \left(\frac{1.55-e_0}{1.25-e_0}\right)^2 \therefore\ e_0 = 0.18.$$

La permeabilidad buscada k_3, a la relación de vacíos $e_3 = 0.80$, será:

$$\frac{k_3}{58\times10^{-9}} = \frac{(0.80-0.18)^2}{(1.55-0.18)^2}$$
$$\therefore\ k_3 = 12\times10^{-9}\ \text{cm/seg.}$$

4. En un permeámetro de carga variable se tienen los siguientes datos:

$L = 10\,\text{cm.}$
$A = 10\,\text{cm}^2.$
$a = 0.1\,\text{cm}^2.$
$t = 45\,\text{min.}$
$h_1 = 200\,\text{cm.}$
$h_2 = 100\,\text{cm.}$

Calcule k. Calcule la velocidad de descarga en el instante $h = 150$ cm y calcule la velocidad de filtración en el mismo instante, suponiendo al suelo: $S_s = 2.78$ y $w = 95\%$.

Solución:

a) Cálculo de k.
Se calculará la conexión por capilaridad.

$$h_c = \frac{0.3}{D}$$

$$0.1 = \frac{\pi D^2}{4} \therefore\ D = 0.36\,\text{cm}$$

y

$$h_c = \frac{0.3}{0.36} = 0.8\,\text{cm.}$$

Despreciable para los datos del problema.

$$k = 2.3\frac{La}{At}\log\frac{h_1}{h_2}$$

$$\therefore\ k = 2.3\frac{10\times0.1}{10\times45\times60}\log 2.$$

$$\therefore\ k = 2.6\times10^{-5}\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

Copyrighted material

b) Cálculo de la velocidad de descarga:

$$v = k_i = 2.6 \times 10^{-5} \times \frac{150}{10} = 39 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

c) Cálculo de la velocidad de filtración:

$$v_1 = \frac{1+e}{e} v \tag{9-5}$$

El suelo está saturado, por lo que:

$$e = ws_s = 0.95 \times 2.78 = 2.64$$

y

$$v_1 = \frac{3.64}{2.64} \times 39 \times 10^{-5} =$$

$$= 54 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

5. Un tubo inclinado de un permeámetro se llena con tres suelos de diferentes permeabilidades (Fig. IX-f.1). Obtenga expresiones para la carga hidráulica en las superficies B y C, con respecto al plano de referencia indicado, en función de las dimensiones y las permeabilidades dadas.

Solución:

Carga hidráulica = Carga de Presión + Carga de posición. (Despreciando la carga de velocidades.)

Entonces:

Carga hidráulica en $A = H_1$.
Carga hidráulica en $D = H_2 + d$.
Pérdida total de carga hidráulica entre A y $D = H_1 - (H_2 + d)$.

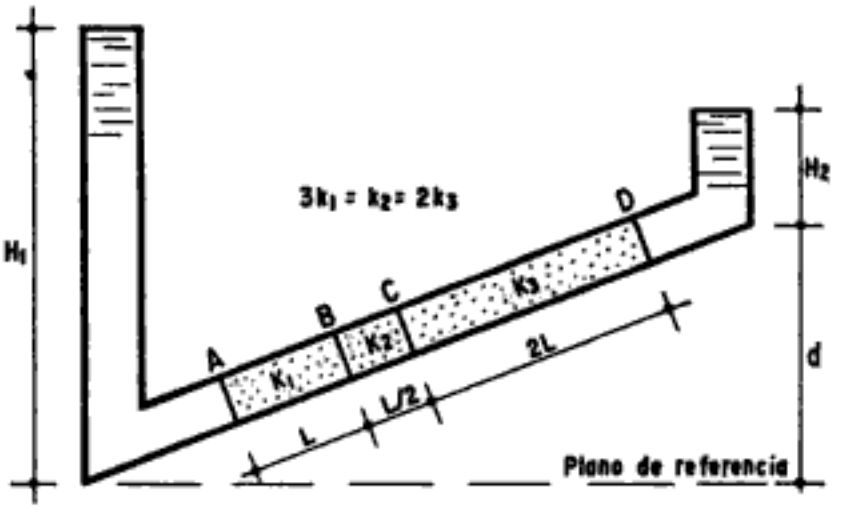


Figura IX-f.1.

Copyrighted material

Sean h_1, h_2 y h_3 las pérdidas parciales de carga hidráulica en cada uno de los suelos; se tendrá:

$$h_1 + h_2 + h_3 = H_1 - (H_2 + d) \qquad (1)$$

Por continuidad, la velocidad de descarga será la misma en los tres suelos.

De donde:

$$k_1 i_1 = k_2 i_2 = k_3 i_3.$$

Sustituyendo según los datos:

$$k_1 \frac{h_1}{L} = 3\, k_1 \frac{2h_2}{L} = 1.5\, k_1 \frac{h_3}{2L}.$$

De donde:

$$h_1 = 6\, h_2 = \frac{3}{4} h_3 \qquad (2 \text{ y } 3)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2 y 3, en la 1, se obtiene:

$$\left(1 + \frac{1}{6} + \frac{4}{3}\right) h_1 = H_1 - (H_2 + d)$$

$$\therefore\ h_1 = \frac{6}{15} [H_1 - (H_2 + d)]$$

y resulta:

$$h_2 = \frac{1}{15} [H_1 - (H_2 + d)]$$

$$h_3 = \frac{8}{15} [H_1 - (H_2 + d)]$$

En las caras B y C se tiene:

$$h_B = H_1 - h_1 = \frac{1}{5} [3H_1 + 2 (H_2 + d)]$$

$$h_C = h_B - h_2 = h_D + h_3 = \frac{1}{15} [8H_1 + 7 (H_2 + d)]$$

6. En un muro que separa dos masas de agua ha aparecido una grieta a 45°. Calcule el gradiente hidráulico en el flujo de agua a lo largo de la grieta, en función de h_1, h_2 y d, mostradas en la Fig. IX-f.2.

Solución:

Tomando como plano de referencia el horizontal por B, la carga hidráulica en los puntos A y B, serán:

Copyrighted material

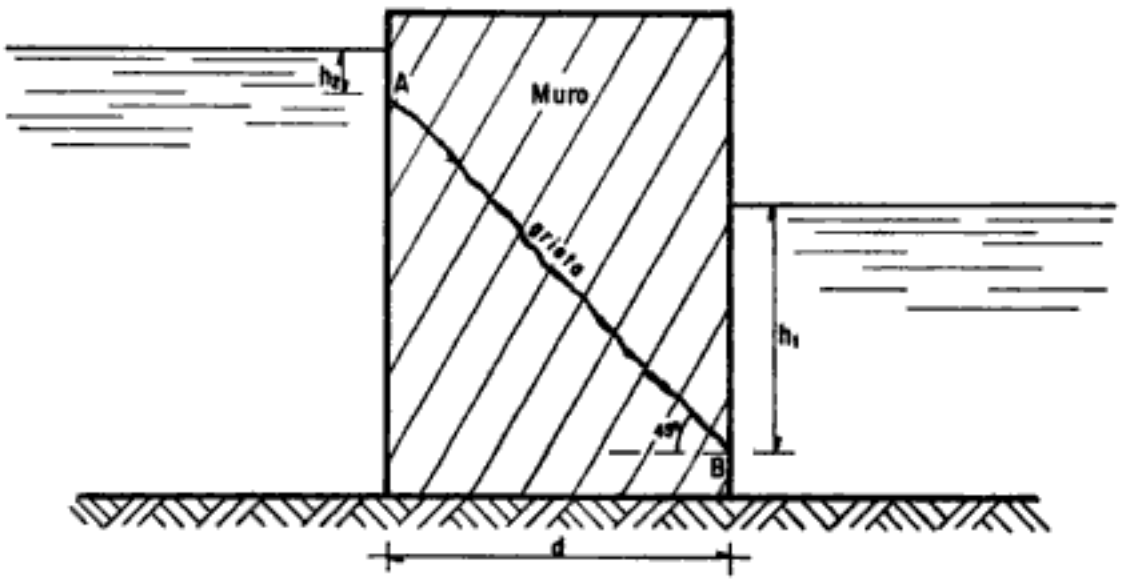


Figura IX-f.2.

$$h_A = h_2 + d$$
$$h_B = h_1.$$

Luego el gradiente será la diferencia de cargas entre los puntos *A* y *B*, dividida entre la longitud de la grieta; o sea:

$$i = \frac{h_2+d-h_1}{\sqrt{2}\,d} = \frac{\sqrt{2}}{2}\,\frac{h_2+d-h_1}{d}$$

Problemas propuestos:

1. En un permeámetro de carga constante una muestra cilíndrica de 8 cm de altura, y 5 cm de diámetro fue sometida a una carga de 50 cm de agua, durante 30 min, al cabo de los cuales se recogieron 120 cm^3 de agua de descarga. Calcule el coeficiente de permeabilidad del suelo.

Respuesta:

$$k = 0.55 \times 10^{-3}\,\frac{\text{cm}}{\text{seg}}.$$

2. En un permeámetro de carga variable de 5 cm de diámetro se probó una muestra de 8 cm de longitud. El tubo de alimentación tenía un diámetro de 2 mm. En 6 min la carga pasó de 100 a 50 cm. Calcule el coeficiente *k* del suelo.

Respuesta:

$$k = 2.5 \times 10^{-5}\,\frac{\text{cm}}{\text{seg}}.$$

3. En un permeámetro de carga constante se recogen 10 cm^3 de agua en 10 seg. El espécimen era de 10 cm^2 de área y tenía 10 cm de altura. La carga del permeámetro fue 1.0 m. Calcule la *k* del suelo.

Copyrighted material

Respuesta:

$$k = 10^{-2}\,\frac{\text{cm}}{\text{seg}}.$$

Referencias

1. Botset, H. G.—*Measurement of Permeability of Porous Alundum Discs for Water and Oils*—Review of Scientific Instruments. Vol. II, Nº 2—1931.

Bibliografía

Engineering Hydraulics—H. Rouse—John Wiley and Sons, Inc.—1950.

An Experimental Investigation of Protective Filters—G. E. Bertram—Soil Mechanics Series Nº 7—Graduate School of Engineering—Harvard University.

Mecánica de los fluidos—E. Levi—Publicación del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.—México, D. F.—1957.

Física General y Experimental—(Tomo I)—E. Perucca—(Trad. J. Mañas)—Ed. Labor, S. A.—1948.

The Physical Properties of the Soil—B. A. Keen—Longmaus, Green Co.—(London)—1931.

La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica—K. Terzaghi y R. B. Peck—(Trad. O. Moretto)—Ed. El Ateneo—1955.

Fundamentals of Soil Mechanics—D. W. Taylor—John Wiley and Sons, Inc.—1956.

Traité de Mécanique des Sols—A. Caquot y J. Kerisel—Gauthier—Villars, Ed.—1956.

Mecánica de Suelos (Instructivo para ensaye de suelos)—Sría. de Recursos Hidráulicos—México—1954.

Laboratory Testing in Soil Engineering—T. N. W. Akroyd—G. T. Foulis and Co.—1957.

Soil Testing for Engineers—T. W. Lambe—John Wiley and Sons, Inc.—1958.

Copyrighted material

X

El fenómeno de la consolidación unidimensional de los suelos

X-1. Observaciones generales

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. Las características de esfuerzo-deformación de los materiales estructurales tales como el acero y el concreto son hoy suficientemente bien comprendidas para la mayoría de las aplicaciones prácticas y pueden determinarse en el laboratorio con razonable grado de confianza.

La deformación de la mayoría de los suelos, aun bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además esa deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo. Así, cuando un estrato de arcilla soporta un edificio, pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo se complete. Es cierto que los materiales estructurales también muestran una pequeña capacidad de seguirse deformando bajo carga constante; sin embargo, desde el punto de vista del ingeniero civil, estas deformaciones en los materiales estructurales son de menor importancia y, en general, contribuyen a producir distribuciones de esfuerzo más favorables. En contraste a esto, el proceso de deformación de las arcillas tiene lugar casi completamente en un largo lapso posterior a la aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que el agrietamiento de una estructura pueda ocurrir años más tarde que su erección, sin que el proyectista pueda preverlo, a no ser que tenga presente en forma correcta el comportamiento de los suelos. Otra diferencia entre los materiales estructurales y los suelos estriba en el hecho de que en los primeros la deformación es principalmente resultado de un cambio de forma, sin variación de volumen, mientras que en los suelos ambos fenó-

Copyrighted material

menos son importantes; en algunos problemas, particularmente en el asentamiento de edificios construidos sobre arcilla, la deformación debida a cambio volumétrico en los estratos de suelo subyacente, es mucho más importante que la deformación debida a cambio de forma.

En el párrafo anterior se ha hecho breve referencia a los dos tipos de deformación que se manejan usualmente y a veces en forma no del todo bien diferenciada, en la Mecánica Aplicada.

La compresión (o expansión) o deformación sólo por cambios de volumen es el proceso por el que una masa de suelo cambia de volumen, manteniendo su forma; todo sucede como si estuviese cambiando la escala del espacio tridimensional. La distancia entre los puntos cambia, pero se mantiene su posición relativa.

La distorsión o deformación desviadora es el proceso por el que una masa de suelo cambia de forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero mateniéndose su volumen constante.

Los procesos reales de deformación pueden siempre descomponerse en esas dos facetas; hay una componente volumétrica de la deformación y otra desviadora; el proceso real puede así considerarse siempre como una adición de ambas componentes.

Cabe ahora un comentario adicional; ha sido, gracias sobre todo a la influencia del doctor Karl Terzaghi, por lo que la Mecánica de Suelos se ha desarrollado hasta la fecha sobre bases relativamente empíricas; al mismo tiempo se debe al mismo ilustre investigador la fundamentación teórica del avance actual de esta especialidad. Hasta hoy, en ella, quizá en mayor grado que en ninguna otra parte de la Ingeniería, el laboratorio y su metodología influyen no sólo en la información técnica del proyectista, sino en su filosofía íntima, de un modo preponderante. Es obvio que esta característica que distingue a la Ciencia de los Suelos, es sumamente favorable en el desarrollo de sus técnicas. En Mécánica de Suelos el esfuerzo puramente teórico se concibe en términos de explicar la realidad observada y se trata sistemáticamente de eliminar hipótesis de valor dudoso, que ajusten matemáticamente una teoría previamente elaborada. Las teorías existentes, con las limitaciones del conocimiento actual, se ven en Mecánica de Suelos como marcos de referencia de pensamiento y no como logros definitivos que funcionen por sí mismos. Así, según este criterio, las relaciones esfuerzo-deformación no se buscan en el resultado numérico de un cálculo, pues se reconoce que hoy no existe uno confiable, sino en la observación de una prueba planteada con esperanza de reproducir fielmente la realidad; la esperanza nunca se cumple más que dentro de un margen de aproximación, pero lo sano del criterio permanece. Además, y esto ya ha sido algunas veces reconocido, la labor del doctor Karl Terzaghi en Mecánica de Suelos, ha tenido indudable influencia en el modo de pensar en otros campos de la Ingeniería, antaño excesivamente teorizantes, y que muestran hoy una tendencia saludable a un mejor equilibrio entre elucubración y experimento.

Copyrighted material

Puesto que, para fines prácticos puede considerarse que los suelos no tienen resistencia a la tensión, las características de deformación bajo compresión son, con mucho, las de mayor interés. Por ello los principales métodos de prueba están diseñados para someter las muestras de suelo a esfuerzos de compresión. Teóricamente podrían encontrarse todas las "características" esfuerzo-deformación útiles para describir el comportamiento mecánico de los suelos únicamente utilizando las llamadas pruebas de *compresión triaxial* (capítulo XII). En este tipo de prueba se pueden variar los esfuerzos principales actuantes sobre el suelo a voluntad, produciendo así cualquier combinación deseada de esfuerzos normales y tangenciales en la muestra. Normalmente en los aparatos de compresión triaxial desarrollados hoy con amplitud, dos de los esfuerzos principales son iguales y se producen por la presión de un líquido que rodea a un espécimen cilíndrico o prismático. Si esta prueba de compresión se ejecuta sin presión de líquido y en forma similar a la que se realiza sobre un espécimen cilíndrico de concreto, se llama prueba de *compresión simple*. En otro tipo de prueba de compresión, que es de particular importancia en la determinación de las características de los suelos finos compresibles, la muestra se confina lateralmente con un anillo metálico, colocándose entre dos piedras porosas; esta prueba se llama de *compresión confinada* o, lo que es más común, prueba de *consolidación*. La muestra no puede deformarse lateralmente, como en el caso de las pruebas anteriores, pues este movimiento está totalmente impedido por el anillo, pudiéndose medir únicamente la relación entre esfuerzo, volumen y tiempo. La prueba fue desarrollada por Terzaghi para suelos finos y no se utiliza en los materiales estructurales normales.

Las pruebas de compresión triaxial, incluyendo la de compresión simple también proporcionan información sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

X-2. Consolidación de los suelos

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama *proceso de consolidación*.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical; ésta es la *consolidación unidireccional* o *unidimensional*. En el caso citado arriba, por ejemplo, la consolidación sería de este tipo, considerando que los estratos depositados tienen gran extensión horizontal, en comparación con su espesor. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el vo-

Copyrighted material

lumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Si eventualmente, el anterior material depositado llega a subyacer en el lugar donde se construya una estructura y se observa el comportamiento ulterior del suelo, podrá notarse que los estratos se comprimen aún más, bajo las nuevas cargas que se les comunica. El que los desplazamientos horizontales de la arcilla sean o no esencialmente nulos, dependerá de varios factores. Si el estrato de arcilla es relativamente delgado y está confinado entre estratos de arena o grava o de materiales más rígidos, o si el estrato de arcilla, aun siendo grueso, contiene gran cantidad de capas delgadas de arena, ocurre que la deformación lateral de la arcilla se restringe tanto que puede despreciarse, en comparación a los desplazamientos verticales.

En estos casos, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos, se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio, que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza. Si éste es el caso o no, no se sabe en la actualidad. Es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyen en el hecho observado de que los asentamientos predichos son mayores que los reales.

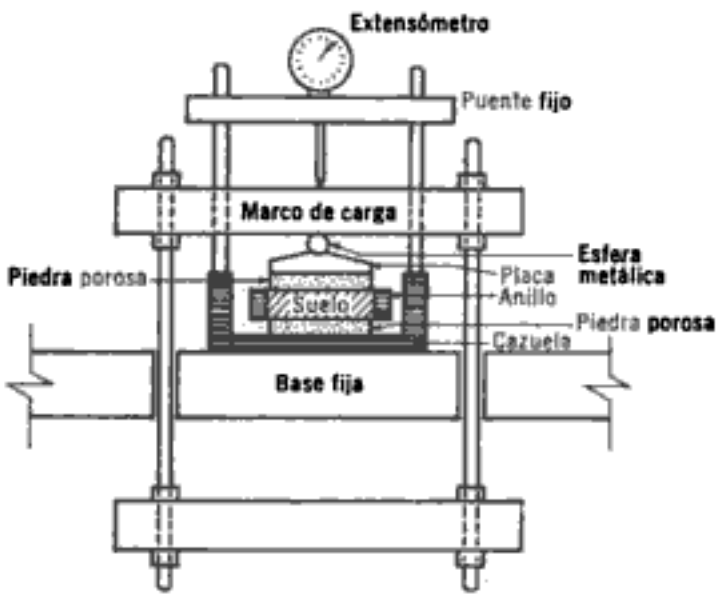
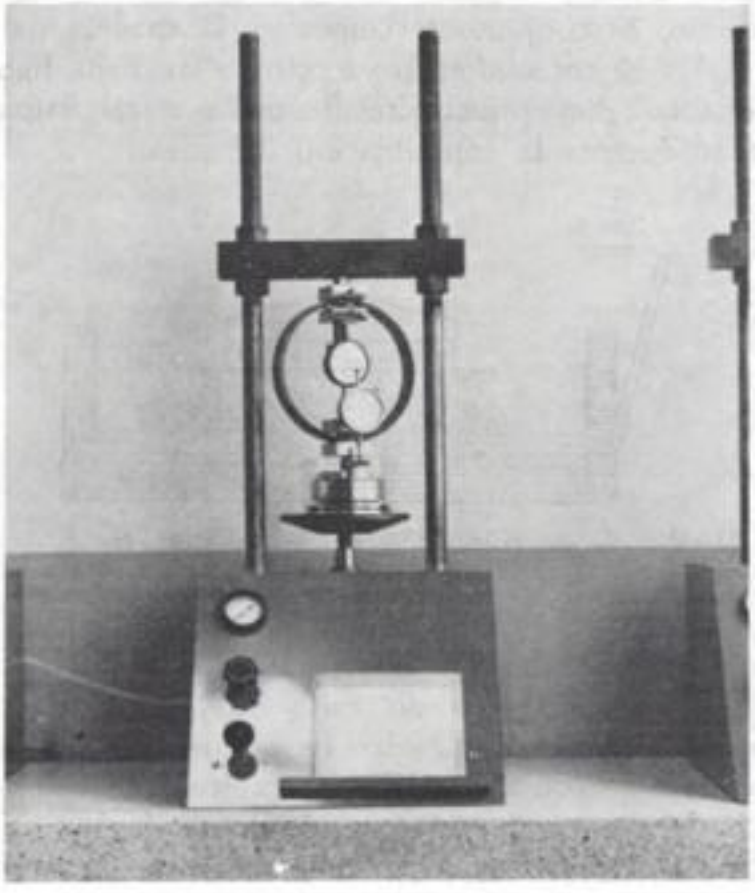


Figura X-1. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante.

Copyrighted material

El consolidómetro neumático "GEOTEC" es una modificación del aparato tradicional; el consolidómetro es del tipo de anillo flotante. El sistema de aplicación de la carga es accionado mediante presión de aire, la cual se controla con un regulador de presión constante, midiéndose directamente la carga con un anillo calibrado de la precisión y capacidad requeridas. Una foto del dispositivo figura en estas páginas.



Consolidómetro neumático tipo "Geotec".

Desde el punto de vista de operación, el aparato neumático presenta varias ventajas sobre el tradicional; a saber, ocupa menor espacio, es más sencillo de calibrar y las calibraciones son validas durante mayor tiempo, la medición de la presión de consolidación para cada incremento se hace directamente, la sensibilidad en la medición de las cargas es alta y puede modificarse con sólo cambiar el anillo calibrado, posee mayor versatilidad, pudiendo usarse en la etapa de ruptura de pruebas triaxiales drenadas.

Existen otros tipos de consolidómetros neumáticos en que las presiones se aplican con membranas o diafragmas y se miden empleando manómetros. Estos dispositivos presentan inconvenientes debidos a defectos en el funcionamiento de las membranas, baja precisión en el control de cargas aplicadas y limitación en la deformación de las muestras. Este último factor es importante en el caso de suelos muy compresibles.

Copyrighted material

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, es decir de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. Todos los detalles de la prueba se mencionan en el Anexo X-a de este capítulo. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro (Fig. X-1). El consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo "de anillo flotante", hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

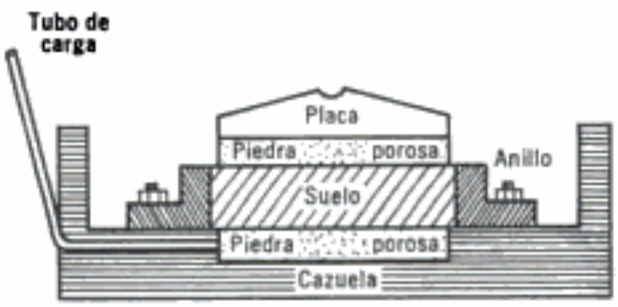


Figura X-2. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo fijo.

En la Fig. X-2 se muestra esquemáticamente la colocación de la muestra en un consolidómetro *de anillo fijo,* poco usado actualmente excepto para la realización de pruebas de permeabilidad ejecutadas simultáneamente con la de consolidación (ver capítulo IX).

Por medio del marco de carga mostrado en la Fig. X-1, se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado. En la Fig. X-3 se muestra la forma típica (fuera de escala) de una de estas curvas.

En rigor, la prueba de consolidación, tal como se hace en un consolidómetro, hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal; por lo tanto,

Copyrighted material

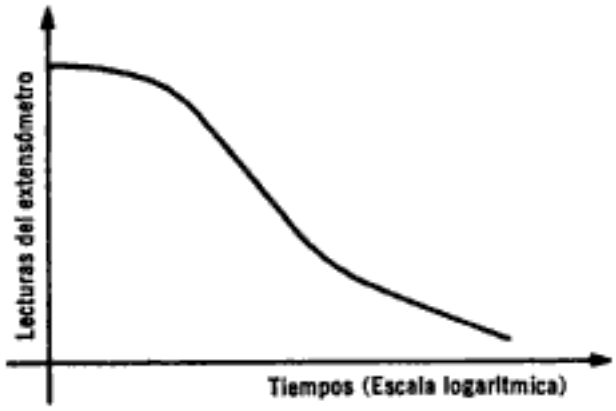


Figura X-3. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

tomando en cuenta las definiciones de deformación volumétrica y desviadora, se ve que ambas ocurren; a todo nuevo volumen de la muestra le corresponde una nueva forma. La popularidad de la prueba se debe a su facilidad, respecto a una ideal en que sólo hubiera cambio de volumen, prueba que sería difícil de realizar. Por otra parte, aun cuando la discusión correspondiente queda fuera de los alcances de esta obra, todo parece indicar que la compresibilidad volumétrica del suelo en el consolidómetro es similar a la que se manifestaría en condiciones de aplicación de la misma presión por igual en todas direcciones, en la forma en que se ocurriría hacerlo en la prueba ideal, quizá sobre un espécimen esférico.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre

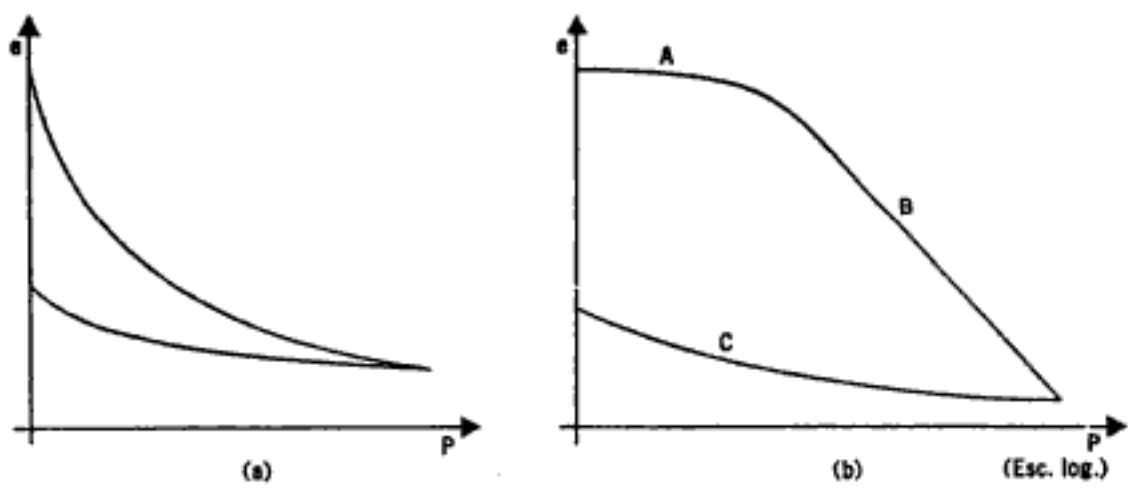


Figura X-4. Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles.

a) Representación aritmética.
b) Representación semilogarítmica.

Copyrighted material

el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la Fig. X-4 se muestran, fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A (Fig. X-4.b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El tramo B es generalmente un tramo recto muy aproximadamente y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter el espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se sujeta al espécimen a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo C de la Fig. X-4.b corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse "tramo de recompresión", el tramo B, "tramo virgen" y el C "tramo de descarga". La razón de estos nombres se comprenderá en lo que sigue.

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se sujeta a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una

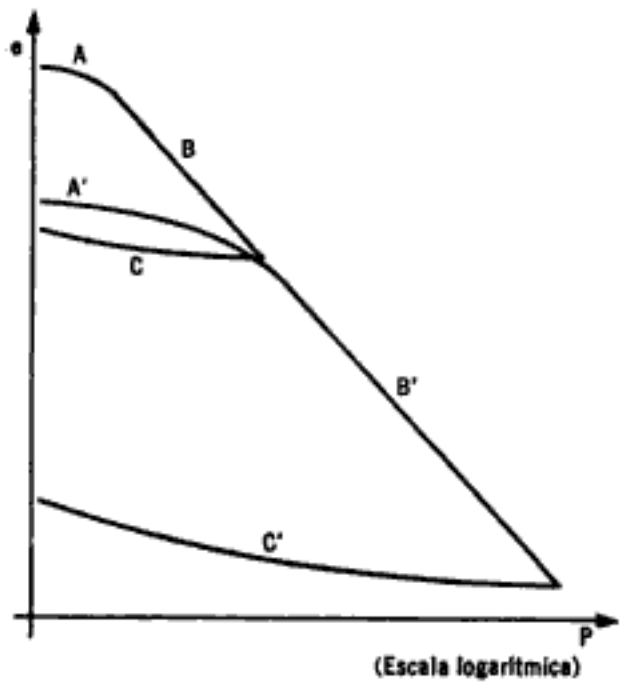


Figura X-5. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

Copyrighted material

prueba de consolidación unidimensional y, de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente, la muestra vuelve a descargarse hasta retornar a la condición $p = 0$.

Haciendo caso omiso de algunos factores secundarios, que se mencionarán posteriormente y que afectan en algunos detalles la forma de las gráficas obtenidas en el laboratorio, ésta es la que aparece en la Fig. X-5.

En el primer ciclo de carga y descarga la gráfica obtenida es la ABC, de acuerdo con lo antes expuesto. En la gráfica A′B′C′, correspondiente al segundo ciclo, son de notar los siguientes hechos. El tramo A′, de recompresión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado al suelo en el ciclo anterior, mientras que el nuevo tramo virgen, B′, rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga, C′, resulta similar al tramo C, primeramente obtenido.

De la posición relativa de los tramos A′, B′ y C′, del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A, B y C, del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el A′, cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior, mientras que un tramo virgen, tal como el B′, resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Cuando se someta una muestra de suelo natural a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una gráfica del tipo que aparece en la Fig. X-4.b, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que aquellas correspondientes al tramo B, son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.

X-3. Características de consolidación de suelos relativamente gruesos

A fin de comprender mejor algunos aspectos del fenómeno de la consolidación de los suelos finos, se considera, primeramente, a continuación el comportamiento de suelos relativamente gruesos cuando se someten a la prueba de consolidación unidimensional.

En la Fig. X-6 se muestran los resultados de pruebas del tipo mencionado ejecutadas sobre especímenes de la misma arena fina, uno en estado suelto y el otro en estado compacto. Estas pruebas se realizaron estando la arena completamente seca. En la figura aparecen las curvas de compresibilidad, en escala natural.

En la figura aparece también, la variación de volumen con el tiempo para un incremento $\Delta p = p_2 - p_1$, para el caso de la arena suelta. Esta relación corresponde a la curva de consolidación antes mencionada;

Copyrighted material

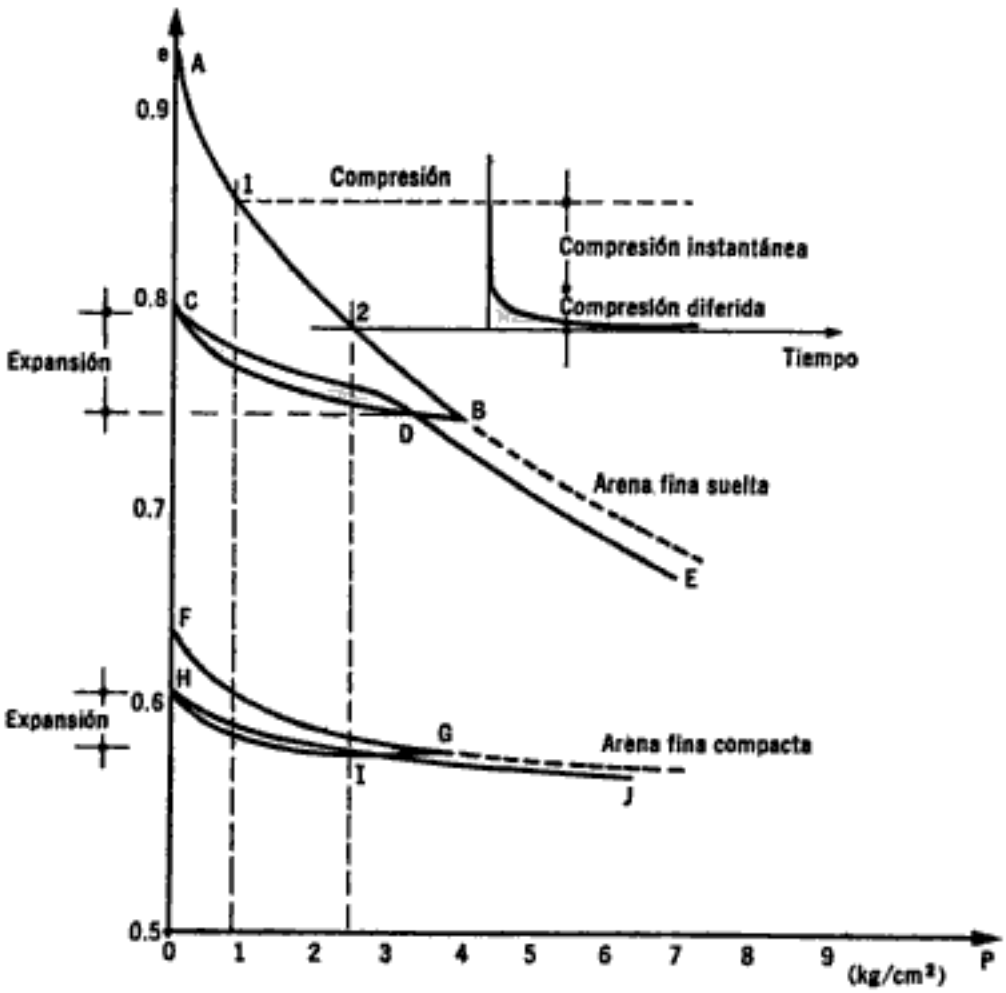


Figura X-6. Curvas de compresibilidad en especímenes de arena fina.

ahora aparece dibujada en escala nautral. En una arena, por lo menos el 80% de la disminución de volumen ocurre en forma prácticamente instantánea. El resto del decremento volumétrico ocurre ya a lo largo del tiempo, a causa del retardamiento producido por la fricción entre las partículas; este decremento tiene lugar a una velocidad rápidamente decreciente. Si los vacíos de la arena están llenos de agua o si la masa comprimida es grande, la deformación volumétrica "instantánea" puede requerir también algún tiempo, debido a la dificultad que el agua encuentra para fluir, especialmente en canales angostos. Cuanto menores sean los vacíos del suelo y más largas sean las trayectorias de filtración del agua, es decir, cuanto mayor sea el espesor del estrato de suelo comprimido, se necesitará más tiempo para que el agua sea expulsada, progresando el proceso de consolidación. La parte de la consolidación unidimensional debida a dificultades en el desalojamiento del agua se llama efecto primario o consolidación primaria, en tanto que el efecto secundario o consolidación secundaria es para algunos investigadores, la parte de la consolidación debida esencialmente al retardamiento del proceso por fricción remanente entre las partículas.

En el experimento tratado, los tramos A B y F G corresponden a las zonas vírgenes de compresión (téngase en cuenta que los especímenes

Copyrighted material

de arena fina formados en laboratorio no han soportado ninguna presión previa, por lo que carece de sentido ahora hablar de tramos de recompresión); los tramos BC y GH son de descarga. Debe notarse en la Fig. X-6 que la expansión que representa la deformación recuperable elásticamente es del mismo orden de magnitud para la arena suelta y la compacta; sin embargo, en relación a las deformaciones totales, la expansión es mucho mayor en el estado compacto que en el suelto. En otras palabras, podría decirse que la arena compacta es más "elástica" que la misma en estado suelto.

El área limitada por las curvas de compresión y descarga y el eje de ordenadas mide el trabajo necesario para producir la deformación permanente obtenida en la arena. Esta deformación permanente es debida al deslizamiento relativo de las partículas y al rompimiento de las esquinas y angulosidades de ellas, que forman polvo y desmenuzamiento no reversible; presiones muy grandes pueden romper literalmente los granos.

Si una vez completada la descarga se reinicia un proceso de carga, se obtiene un tramo de recompresión que se define sobre la curva de descarga; este tramo presenta dos puntos de inflexión, en las curvas reales, antes de tomar una forma similar a la continuación del tramo virgen del anterior ciclo; sin embargo, siempre el nuevo tramo virgen se desarrolla un poco abajo de la prolongación del primero; esta diferencia es mucho más notable en la arena suelta que en la compacta (Fig. X-6).

Puede disminuirse la relación de vacíos de una arena suelta, comprimiéndola bajo cargas fuertes, pero su estructura interna, en tal caso, permanece esencialmente la misma que la correspondiente al estado suelto; los granos permanecen en similares posiciones relativas, antes y después de aplicar la presión. El único modo de producir un cambio estructural íntimo, de modo que una arena suelta se transforme en compacta es por vibración, varillado u otro efecto dinámico equivalente. Así, puede notarse en la Fig. X-6 que la arena compacta, aun sin presión, está en un estado más compacto que la arena suelta con su presión máxima. En la práctica es normal que esta diferencia sea aún más acentuada en lo que manifiesta la Fig. X-6.

Si en lugar de arenas finas, se sujetan a la prueba de consolidación unidimensional materiales de forma laminar, como escamas de mica, por ejemplo, se observarán cambios de volumen mucho más acentuados y, mezclando diversos porcentajes de arenas finas y escamas de mica, se obtendrán compuestos de diferentes grados intermedios de compresibilidad. Las curvas de compresibilidad de estas mezclas son de características similares a las que se encuentran en laboratorio para arcillas y otros suelos finos. Esta alta compresibilidad de las mezclas mencionadas es debida, sobre todo, a la deformación conjunta de las partículas laminares.

Terzaghi fue el primero que señaló el hecho de que las curvas de compresibilidad de los materiales con contenido de partículas laminares

Copyrighted material

suelen quedar reducidas a simples líneas rectas, cuando se las representa en papel semilogarítmico, tal como se vio atrás (tramos vírgenes de las curvas de compresibilidad); por lo anterior, los tramos vírgenes de esas curvas en tal gráfica pueden representarse con la ecuación:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{p}{p_0} \qquad (10\text{–}1)$$

En esta ecuación e y p son la relación de vacíos y la presión respectivamente; e_0 es el valor de e, para $p = p_0$. Si p se mide en kg/cm² es usual tomar $p_0 = 1$ kg/cm². Las constantes e_0 y C_c son fácilmente determinables del trazo semilogarítmico de la curva de compresibilidad. Así e_0 será igual a la e para $p = 1$ kg/cm² y C_c representa simplemente la diferencia de relación de vacíos entre los límites de un ciclo de la escala logarítmica, por ejemplo, entre 1 y 10 kg/cm². El coeficiente C_c recibe el nombre de *índice de compresibilidad*.

X-4. Analogía mecánica de Terzaghi

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudiará en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considérese un cilindro de área de sección recta A, provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él, tal como aparece en la Fig. X-7.

El pistón está soportado por un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga P, manteniendo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse nada y, así, toda la carga P estará soportada por el fluido.

Pero si se permite que el fluido salga por el orificio, abriendo éste, también es evidente que habrá una transferencia gradual de carga del

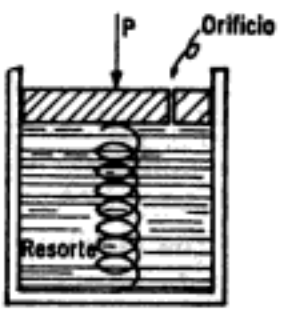


Figura X-7. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la comprensión de la consolidación de suelos finos.

Copyrighted material

fluido al resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una diferencia de presión igual a P/A, que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte, que tomará carga de acuerdo con la ley de Hooke. La velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficientemente grande, se logrará que la totalidad de la carga P quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de P.

Si en lugar de un cilindro con su resorte se considera ahora una serie de cilindros comunicados como se muestra en la Fig. X-8, la distribución inicial de presiones en el agua será lineal (línea 1-2 de la

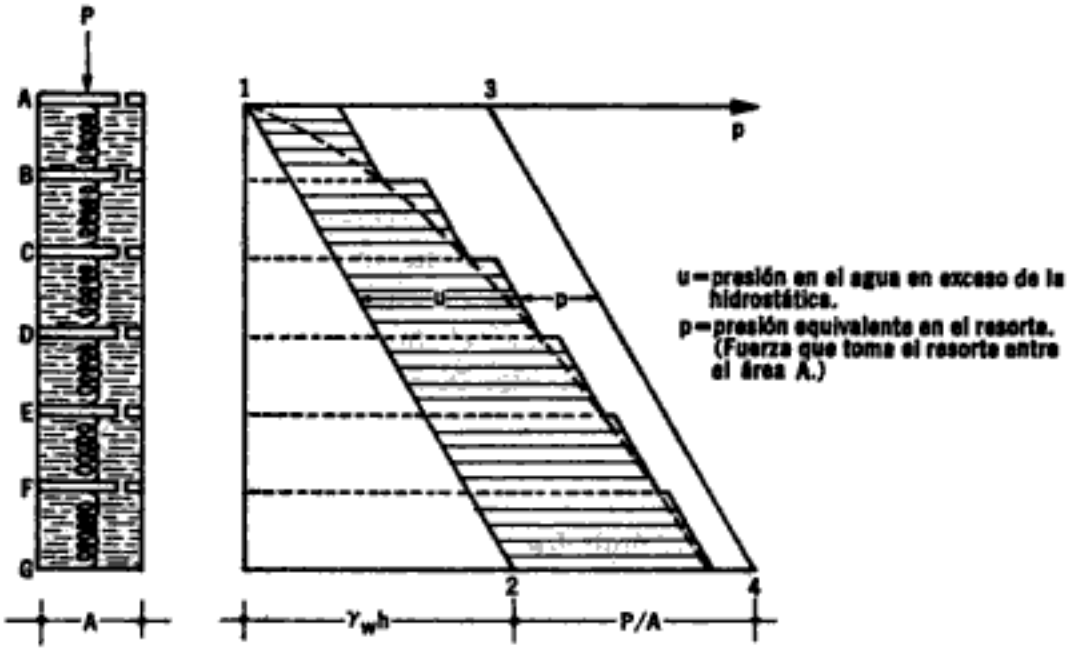


Figura X-8. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

Fig. X-8). No habrá ninguna tendencia en el fluido a moverse, si se desprecia el peso propio de los pistones y resortes o si se considera que el dispositivo llegó al equilibrio en el comienzo del experimento. Si se aplica bruscamente una carga P al primer pistón, en el primer momento el fluido deberá soportarla totalmente, generándose en él una presión en exceso de la hidrostática, que se trasmite con igual valor a cualquier profundidad. El nuevo diagrama de presiones en el fluido será ahora la línea 3-4 de la Fig. X-8. No existe aún ningún gradiente hidráulico que tienda a producir un movimiento del fluido, si se exceptúa el orificio superior, que está en las condiciones antes analizadas, para el caso de una sola cámara. La diferencia de presiones en dicho orificio (P/A) crea un gradiente hidráulico que produce un flujo del fluido, hacia afuera de la primera cámara; tan pronto como se inicia ese flujo, la presión en el fluido de la primera cámara disminuye, transfiriéndose

Copyrighted material

simultáneamente una parte de la carga al resorte. La reducción de la presión del fluido en la primera cámara causa, por diferencia con la segunda, un desnivel de presiones en el segundo orificio, por lo cual el fluido tenderá a pasar de la segunda a la primera cámara. Como consecuencia, disminuye también la presión del fluido en la segunda cámara, trasmitiéndose así la tendencia al flujo a las cámaras inferiores. El fin del proceso será, obviamente, el momento en que la presión en el fluido vuelva a la condición hidrostática, estando la carga P totalmente soportada por los resortes.

En cualquier instante (t) después de la aplicación de la carga (P), la distribución de presiones del fluido y los resortes, u y p respectivamente, es la que se indica con la línea quebrada que aparece en la ya citada Fig. X-8. Nótese que en cada cámara, la presión en el fluido sigue una ley lineal y que las discontinuidades en la presión representadas por los tramos horizontales, se producen solamente en los orificios. Conforme el tiempo pasa, la línea quebrada se desplaza continuamente hacia la izquierda.

Si se considera el volumen de las cámaras muy pequeño y el número de ellas muy grande, el modelo se acercará a la condición que prevalece en los suelos. La línea quebrada que representa la distribución de presión en un número pequeño de cámaras tenderá a convertirse en una curva continua a medida que el número de cámaras aumente. (Curva de trazo discontinuo en la Fig. X-8.)

En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por los resortes del modelo, el agua intersticial libre por el fluido incompresible de las cámaras y los canalículos capilares, por los orificios de los émbolos.

Considérese ahora un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor, H, tal que la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo pueda considerarse despreciable, en comparación a las presiones producidas por las cargas aplicadas (Fig. X-9).

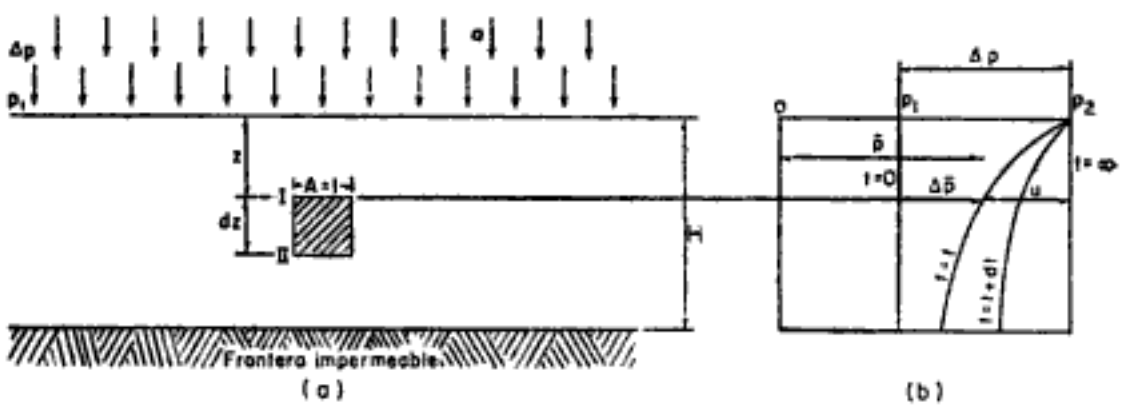


Figura X-9. Estrato de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

Copyrighted material

Se supondrá que el agua sólo puede drenarse por la frontera superior del estrato, al cual se considera confinado inferiormente por una frontera impermeable. El estrato ha estado sujeto a una presión p_1 durante el tiempo suficiente para consolidarse totalmente bajo esa presión. Considérese que en las condiciones anteriores se aplica al estrato un incremento de presión Δp. La presión total sobre el estrato será $p_2 = p_1 + \Delta p$. Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, éste se soporta íntegramente por el agua intersticial, que adquirirá por lo tanto una presión en exceso de la hidrostática (a lo largo de todo el espesor H), igual a Δp como se muestra en la Fig. X-9.b.

Al cabo de un cierto tiempo t habrá escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y, consecuentemente, el exceso de presión hidrostática habrá disminuido y parte de la carga ($\Delta \bar{p}$) habrá sido transferida a la estructura sólida del suelo. La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ($\bar{p} = p_1 + \Delta \bar{p}$ y u, respectivamente) queda representada por la curva $t = t$ en la misma Fig. X-9.b.

Es evidente que:

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \tag{10–2}$$

y la ecuación anterior es válida en cualquier instante, t, y a cualquier profundidad, z. En un instante posterior, $t + dt$, la nueva distribución de presiones aparece también en la Fig. X-9.b. En esta figura se puede ver que tanto la presión $\Delta \bar{p}$, en la estructura del suelo, como la u, en el agua intersticial son funciones de la profundidad, z, y el tiempo t. Puede escribirse:

$$u = f(z, t) \tag{10–3}$$

Por lo tanto:

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t) \tag{10–4}$$

Esta ecuación expresa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical.

X-5. Estudio de las presiones en suelos

Antes de establecer más detalladamente la relación entre las variables que aparecen en la fórmula (10–4), resulta necesario hacer un análisis adicional sobre la naturaleza de las presiones que se manejan en el fenómeno de la consolidación y, en general, en todos los problemas de la Mecánica de Suelos.

Considérense[1] dos partículas sólidas en contacto sobre una superficie plana de área A_s, representativa de las áreas de contacto en toda la masa de suelo. A esas dos partículas corresponde un área tributaria media A, también representativa de la situación de las partículas en toda la masa (Fig. X-10).

Copyrighted material

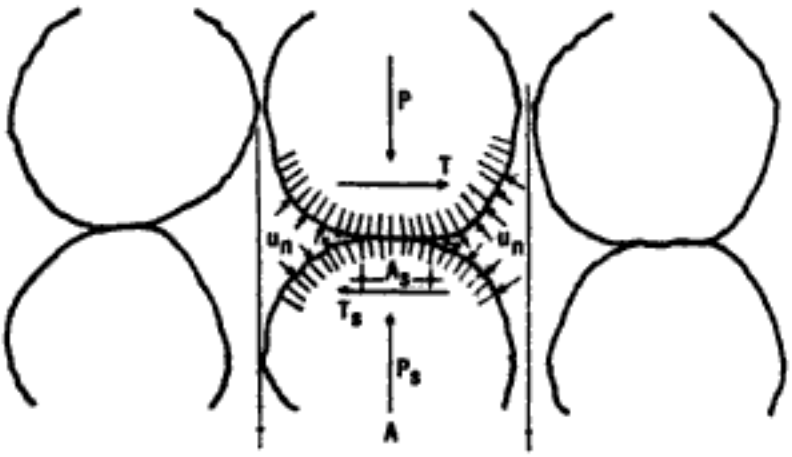


Figura X-10. Equilibrio de las fuerzas actuantes en dos partículas en contacto, representativas de una masa de suelo.

Puede definirse la relación de áreas de contacto como:

$$a = \frac{A_s}{A} \tag{10-5}$$

Si la fuerza total normal al plano de contacto es P y la cortante total es T, los esfuerzos totales, normales y cortantes, se definen como:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$
$$\tau = \frac{T}{A} \tag{10-6}$$

Los esfuerzos en la superficie interfacial son diferentes a los anteriores y, de acuerdo con un criterio semejante, se definen como:

$$\sigma_s = \frac{P_s}{A_s}$$
$$\tau_s = \frac{T_s}{A_s} \tag{10-7}$$

P_s y T_s son las fuerzas normal y tangencial actuantes entre las dos partículas sólidas.

Considérese el equilibrio en la dirección normal al plano de contacto.

$$P = P_s + (A - A_s)\,u_n \tag{10-8}$$

u_n, en la ecuación anterior, es la presión en el agua intersticial.

Copyrighted material

Dividiendo los dos miembros por A y teniendo en cuenta las ecuaciones anteriores, puede escribirse:

$$\frac{P}{A} = \frac{P_s}{A_s}\frac{A_s}{A} + \left(1 - \frac{A_s}{A}\right)u_n$$

$$\therefore \quad \sigma = \sigma_s a + (1 - a)u_n \tag{10–9}$$

Por otra parte, si se define la presión intergranular, σ_g, como

$$\sigma_g = \frac{P_s}{A} \tag{10–10}$$

La ecuación (10–8) conduce, con las manipulaciones anteriores a:

$$\sigma = \sigma_g + (1 - a)u_n \tag{10–11}$$

Considerando ahora el equilibrio paralelo al plano de contacto, se tiene:

$$T = T_s$$

De donde, de acuerdo con lo anterior:

$$\tau = a\,\tau_s \tag{10–12}$$

La ecuación (10–11) necesita un comentario adicional que tenga en cuenta los problemas prácticos del ingeniero. Los datos normales de un problema que requiera el cálculo de presiones sobre el suelo son la carga total aplicada y el área total del suelo que toma esa carga. En otras palabras, se conocen P y A, pero generalmente no puede obtenerse en forma simple A_s. Como consecuencia, el valor de a que aparece en la ecuación (10–11) no suele poder calcularse numéricamente en la práctica. Sin embargo, en suelos dicho valor es sumamente pequeño y en la gran mayoría de los casos, despreciable. Entonces la ecuación (10–11) se reduce a:

$$\sigma = \sigma_g + u_n \tag{10–13}$$

La ecuación (10–11) adquiere importancia cuando se estudia la repartición de presiones en materiales porosos, tales como el concreto y muchos tipos de rocas.

La ecuación (10–13), derivada de la (10–11) tiene una importancia fundamental en la Mecánica de Suelos. El término σ se denomina presión normal total y, como se desprende de lo dicho, es la carga total aplicada al suelo en un nivel dado entre el área total de la masa del mismo. u_n es la presión del agua intersticial, conocida tradicionalmente en la Mecánica de Suelos como "presión neutr " y σ_g es la presión intergranular obtenida del cociente entre la fuerza que soporta la estructura del suelo y el área total de la masa de suelo.

Copyrighted material

Por otra parte, en el estudio del comportamiento mecánico de los suelos, se ha definido la presión efectiva o esfuerzo efectivo como aquellos esfuerzos normales que gobiernan los cambios volumétricos o la resistencia de un suelo ($\bar{\sigma}$).

Tradicionalmente se ha considerado a la presión intergranular como la efectiva, para efectos de cálculo y análisis teóricos. En suelos esta hipótesis ha resultado altamente satisfactoria e incluso se ha comprobado tanto experimental como teóricamente.[1]

Usando el símbolo de presión efectiva, la ecuación (10–13) queda:

$$\begin{aligned} \sigma &= \bar{\sigma} + u_n \\ \bar{\sigma} &= \sigma - u_n \end{aligned} \qquad (10\text{–}14)$$

Resulta interesante hacer notar que, en principio, no es evidente *a priori* que la presión intergranular tal como se ha definido sea la que efectivamente gobierna los cálculos de compresibilidad y resistencia, es decir, sea la presión efectiva.

En otros materiales diferentes al suelo tales como la roca o concreto, se han encontrado expresiones más complicadas para el esfuerzo efectivo, que se acercan más al comportamiento mecánico de esos materiales, que la consideración del esfuerzo intergranular como efectivo. Es afortunado que en el caso de los suelos, por ser a despreciable, las expresiones para el esfuerzo efectivo coincidan con la expresión sencilla del esfuerzo intergranular.

Dentro del campo de validez de las actuales teorías de la Mecánica de Suelos, el concepto presión efectiva es, por definición, una realidad teórica, en el sentido de que gobierna los fenómenos, tal como la actual teoría los concibe. Así, el hecho de que el esfuerzo intergranular, en suelos, resulte, igual prácticamente al efectivo, indica que el esfuerzo intergranular, tal como ha sido definido, sirve como elemento de cálculo en el comportamiento de los suelos, en la forma en que la Teoría los analiza actualmente.

En muchos problemas de Mecánica de Suelos, por ejemplo en consolidación, es ventajoso descomponer la presión neutral, u_n, en dos componentes: la presión hidrostática, u_h, que corresponde a una distribución lineal de equilibrio estático y la presión en exceso de la hidrostática, u. Se tiene, evidentemente:

$$u_n = u_h + u \qquad (10\text{–}15)$$

u es el término que juega tan importante papel en la Teoría de Consolidación.

La presión total vertical σ (o frecuentemente p en Mecánica de Suelos) que se tiene en el suelo, a una cierta profundidad z, debida al peso propio del material supuesto homogéneo, puede calcularse en la práctica en forma simple con la expresión:

$$\sigma = p = \gamma_m z \qquad (10\text{–}16)$$

Copyrighted material

Esto equivale a considerar la totalidad de la carga por peso propio sobre el nivel considerado por unidad de área.

La presión hidrostática, u_h, se calcula prácticamente en la forma

$$u_h = \gamma_w z \tag{10–17}$$

La presión efectiva vertical por peso propio, será, en un caso en que el agua esté en condición puramente hidrostática ($u = 0 \therefore u_n = u_h$).

$$\bar{p}_0 = \sigma - u_h = (\gamma_m - \gamma_w) z = \gamma'_m z \tag{10–18}$$

Si se aplica al suelo una sobrecarga Δp, aparece en el agua del mismo una presión en exceso de la hidrostática. En el primer instante de la aplicación $\Delta p = u$, pero en un instante posterior ocurre el reparto ya analizado (X-4).

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \tag{10–2}$$

y la presión efectiva sobre el suelo se incrementa con el tiempo. En la Fig. X-11 se muestra una repartición de presiones en un estrato con nivel freático en su frontera superior, con fines de ilustración. Al estrato, previamente consolidado bajo su peso propio, se le ha aplicado una sobrecarga Δp.

Debe notarse que en todo tiempo la presión total permanece constante, mientras la neutral y la efectiva cambian, siendó su suma igual a la presión total. En la práctica la presión u_n puede obtenerse en el campo por medio de piezómetros, calculándose la presión efectiva con la expresión (10–14). Si no hay presión en exceso de la hidrostática en el agua, la presión efectiva puede calcularse directamente como se dijo.

X-6. Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional

Se vio que en un proceso de consolidación unidimensional, con flujo vertical, se tiene:

$$u = f(z, t)$$

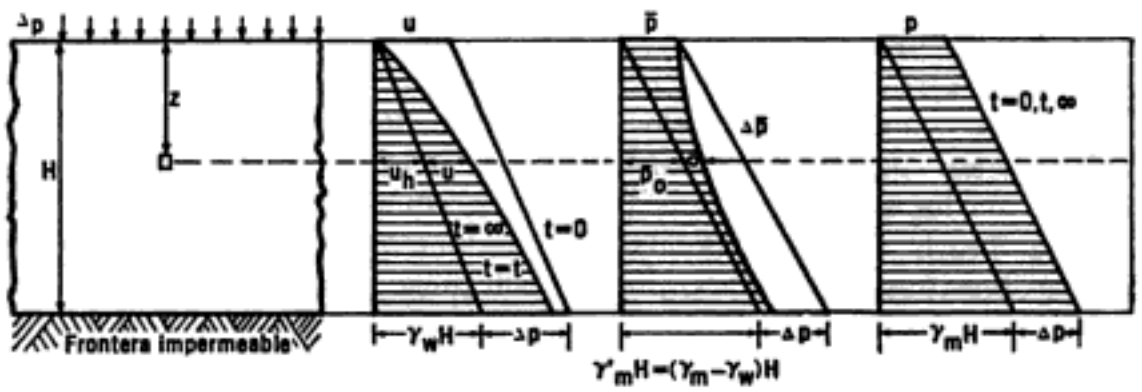


Figura X-11. Distribución de presiones en un estrato superficial de suelo homogéneo y compresible, con NAF en la frontera superior.

Copyrighted material

Se trata ahora de obtener dicha función; en otras palabras, de establecer matemáticamente el fenómeno físico estudiado.

Considérese un elemento de volumen del estrato mostrado en la Fig. X-12. El espesor del elemento es dz. Por simplicidad se considera que las fronteras superior e inferior del elemento cubren una área unitaria.

Sea u la presión del agua en exceso de la hidrostática; en la situación indicada por el punto 1 (tiempo t y profundidad z):

$$u_1 = u \tag{10–19}$$

El punto 2 representa la presión en el mismo tiempo, pero a una profundidad $z + dz$; por lo tanto:

$$u_2 = u + \frac{\partial u}{\partial z} dz \tag{10–20}$$

El punto 3 representa la presión a la misma profundidad que 1, pero en un tiempo $t + dt$:

$$u_3 = u + \frac{\partial u}{\partial t} dt \tag{10–21}$$

Finalmente, el punto 4 representa una presión que varía en un tiempo dt y en una profundidad dz, respecto a la presión en 1.

$$u_4 = u + \frac{\partial u}{\partial t} dt + \frac{\partial}{\partial z}\left[u + \frac{\partial u}{\partial t} dt\right] dz =$$

$$= u + \frac{\partial u}{\partial t} dt + \frac{\partial u}{\partial z} dz + \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial z} dt dz \tag{10–22}$$

El problema de la consolidación es esencialmente un problema de flujo de agua no establecido a través de una masa porosa. Una hipótesis del análisis que sigue es que tanto el agua como las partículas de suelo son totalmente incompresibles. También se aceptará que el agua llena totalmente los vacíos del suelo; es decir, que el suelo está totalmente saturado. La primera de las anteriores hipótesis puede considerarse muy cercana a la realidad, dentro del orden de presiones que las estructuras ingenieriles comunican al suelo. La segunda tampoco debe verse como una hipótesis demasiado apartada de la situación prevaleciente en la mayoría de los suelos arcillosos (a los que, como se verá, se aplica sobre todo la Teoría de la Consolidación Unidimensional), propios de depósitos sedimentarios en zonas planas, con nivel freático muy superficial y, por lo tanto, en condición por lo menos muy cercana a la saturación total.

Con las anteriores hipótesis debe tenerse que la diferencia entre la cantidad de agua que sale por la cara I del elemento de suelo mos-

Copyrighted material

trado en la Fig. X-12 y la que entra por la cara II del mismo en el tiempo *dt*, debe ser igual al cambio de volumen (compresión o expansión) del elemento en el mismo tiempo.

Estas cantidades de agua dependen de los gradientes hidráulicos actuantes en ambas caras, los cuales son proporcionales a la pendiente de las gráficas de distribución de presión en los puntos señalados en la

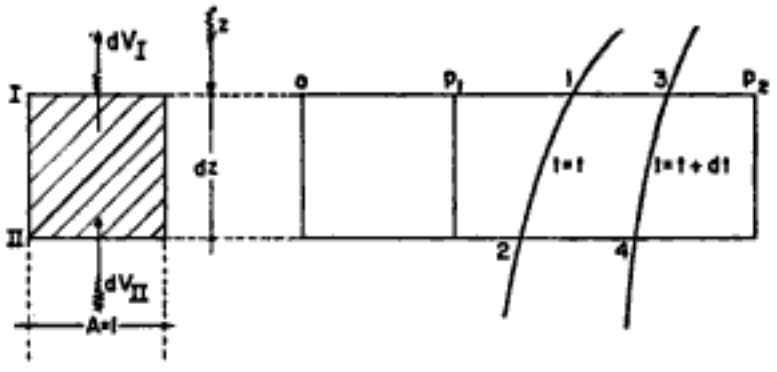


Figura X-12. Distribución de presiones en los tiempos t y $t + dt$ en un elemento de volumen sujeto a consolidación.

Fig. X-12. Por definición, el gradiente hidráulico es la pérdida de carga por unidad de longitud. Entonces, en 1 el gradiente hidráulico será:

$$i_1 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \tag{10–23}$$

La notación con derivada parcial obedece a que ahora u es función tanto de z como de t, pero sólo su variación respecto a z interesa para definir el gradiente hidráulico. El coeficiente $1/\gamma_w$ se utiliza para transformar la presión u a carga hidráulica expresada como altura de agua. El gradiente i_1 es representativo para toda la cara superior del elemento de la Fig. X-12 en el tiempo t.

Análogamente, el gradiente hidráulico en 2, representativo del existente en la cara inferior del elemento en tiempo t, será:

$$i_2 = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(u + \frac{\partial u}{\partial z} dz \right) \tag{10–24}$$

Aplicando la ley de Darcy, supuesta válida, la cantidad de agua, en unidades de volumen, que sale del elemento por la cara I en el tiempo *dt*, será:

$$dV_I = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} dt \; (A = 1) \tag{10–25}$$

Copyrighted material

Similarmente, la cantidad que entra por la cara II en el mismo tiempo, será:

$$dV_{II} = \frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial}{\partial z}\left(u + \frac{\partial u}{\partial z}dz\right)dt \ (A = 1) \qquad (10\text{–}26)$$

La cantidad neta que sale estará dada por:

$$\Delta dV = dV_I - dV_{II} = \frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial z}dt - \frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial}{\partial z}\left(u + \frac{\partial u}{\partial z}dz\right)dt =$$

$$= -\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}dzdt \qquad (10\text{–}27)$$

A primera vista pudiera juzgarse del signo de la expresión (10–27) que el volumen de agua que entra al elemento fuera mayor que el volumen que sale. Debe tenerse presente, sin embargo, que la curva $u-z$ (Fig. X-12) presenta, en un proceso de consolidación, una curvatura tal que la segunda derivada de u respecto a z es negativa, resultando en definitiva la expresión (10–27) positiva. En un proceso de expansión, por el contrario, la curvatura de la Fig. X-12 se invierte y la expresión (10–27) sí resulta negativa.

La expresión (10–27) es estrictamente correcta para el comienzo del intervalo dt. Al final de dicho intervalo, con los datos de los puntos 3 y 4, de la curva correspondiente al tiempo $t + dt$ de la Fig. X-12, se obtiene con un procedimiento análogo al antes usado:

$$i_3 = \frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial}{\partial z}\left(u + \frac{\partial u}{\partial t}dt\right)$$

$$i_4 = \frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial}{\partial z}\left(u + \frac{\partial u}{\partial t}dt + \frac{\partial u}{\partial z}dz + \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial z}dtdz\right)$$

y

$$\Delta dV = -\frac{k}{\gamma_w}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}dz + \frac{\partial^3 u}{\partial t \partial z^2}dtdz\right)dt$$

Resultando:

$$\Delta dV = -\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}dzdt \qquad (10\text{–}27)$$

Así pues, si se desprecian las magnitudes de orden superior se llega con los puntos 3 y 4 al mismo resultado que con los 1 y 2. Por lo tanto, la ecuación (10–27) representa el cambio de volumen de elemento de espesor dz en el tiempo dt.

Copyrighted material

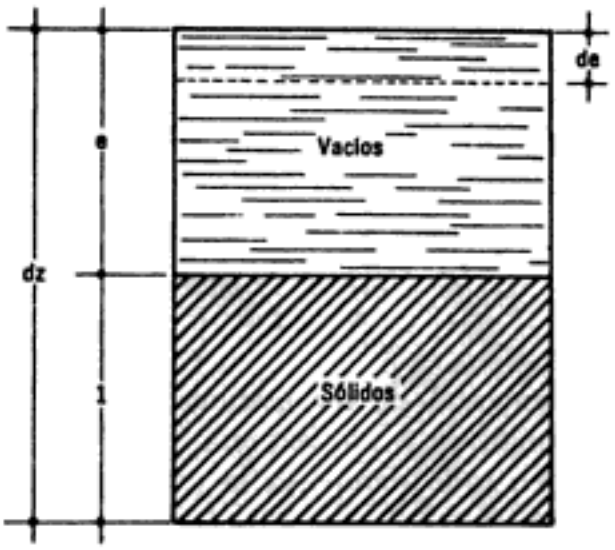


Figura X-13. Esquema de un elemento de suelo sujeto a consolidación unidimensional.

Por otra parte, es posible obtener una liga entre el cambio de la relación de vacíos y el cambio de volumen de un elemento del suelo sujeto a la prueba (Fig. X-13).

$$\Delta dV = \frac{de}{1+e}\,dz \tag{10–28}$$

Nótese que, puesto que el área del elemento es unitaria, el cambio de volumen del elemento resulta medido por el cambio de altura.

Se define ahora el *Coeficiente de Compresibilidad,* a_v, como la relación:

$$a_v = \frac{de}{d\bar{p}} \tag{10–29}$$

El sentido matemático de este concepto resulta claro si se tiene presente la curva de compresibilidad, ya analizada: el coeficiente de compresibilidad representa, en módulo, la pendiente de la curva de compresibilidad, en escala natural, en el punto de que se trate. El valor de a_v depende de la presión actuante sobre el suelo y no es una constante del mismo. Físicamente, el coeficiente de compresibilidad mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión; un a_v alto caracteriza a un suelo muy compresible, mientras que uno bajo es propio de un suelo no susceptible de grandes cambios de volumen, cuando aumenta la presión:

De la ecuación (10–29) se deduce:

$$de = a_v d\bar{p}$$

y sustituyendo este valor en la ecuación (10–28) se tiene:

$$\Delta dV = \frac{a_v}{1+e} d\bar{p}\,dz \tag{10–30}$$

Copyrighted material

$d\bar{p}$ representa el cambio en presión sobre la estructura del suelo a una profundidad constante z, que haya tenido lugar en el tiempo dt.

En la cara superior del elemento de suelo de espesor dz, entre los tiempos t y $t + dt$ (puntos 1 y 3), existe una diferencia de presiones u que vale (ecuaciones 10–19 y 10–21):

$$du = \frac{\partial u}{\partial t} dt$$

La ecuación fundamental de la distribución de presiones en la consolidación unidimensional, ya vista, expresa que la presión total es igual en cualquier punto y en todo tiempo, a la presión efectiva más la presión neutral.

$$p = \bar{p} + u_n$$

Si se diferencian ambos miembros, teniendo en cuenta que p, la presión total actuante, es constante:

$$0 = d\bar{p} + du_n$$

Pero: $du_n = du_h + du$ y como $u_h = cte$ para una profundidad dada, se tiene: $du_n = du$.

De donde, teniendo en cuenta la diferencia de presión entre 1 y 3:

$$d\bar{p} = -du = -\frac{\partial u}{\partial t} dt \qquad (10\text{–}31)$$

Valor que da el cambio de presión efectiva en el elemento, en el tiempo dt.

Si se considera (puntos 2 y 4) la variación de presión en el tiempo dt en la cara inferior del elemento, se obtiene (ecuaciones 10–20 y 10–22):

$$d\bar{p} = -du = -\left(\frac{\partial u}{\partial t} dt + \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial z} dt \cdot dz\right)$$

y despreciando los términos de orden superior se observa que en el tiempo dt, el incremento de presión en la cara superior del elemento de espesor dz es el mismo que en la inferior.

Llevando la expresión (10–31) a la (10–30) puede escribirse:

$$\Delta dV = -\frac{a_v}{1+e} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} dt \cdot dz \qquad (10\text{–}32)$$

Teniendo en cuenta las hipótesis de incompresibilidad de agua y partículas sólidas de suelo y de total saturación del mismo; se sigue que

Copyrighted material

las ecuaciones (10–27) y (10–32) pueden igualarse; es decir, lo que el suelo pierde de agua, en unidades de volumen, es igual a la pérdida de volumen de su masa.

Igualando:

$$-\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\,dz\,dt = -\frac{a_v}{1+e}\frac{\partial u}{\partial t}\,dz\cdot dt$$

De donde:

$$\frac{k(1+e)}{a_v\gamma_w}\cdot\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \qquad (10\text{–}33)$$

La anterior ecuación establece la relación entre la presión en exceso de la hidrostática, u, la profundidad y el tiempo. Esta ecuación permite conocer la distribución de presiones en el suelo durante un proceso de consolidación unidimensional, con flujo vertical. La ecuación (10–33) se conoce con el nombre de *ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical* y ha de ser resuelta para llegar a expresiones manejables en la práctica.

La ecuación (10–33) suele escribirse en formas ligeramente diferentes. Al valor:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \qquad (10\text{–}34)$$

se le define como *Coeficiente de Variación Volumétrica* y físicamente expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con su volumen inicial.

En términos del coeficiente de variación volumétrica, la ecuación (10–33) puede escribirse:

$$\frac{k}{m_v\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \qquad (10\text{–}35)$$

Finalmente, la expresión *coeficiente de consolidación* (C_v), se define como:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v\gamma_w} = \frac{k}{m_v\gamma_w} \qquad (10\text{–}36)$$

En términos de este coeficiente, la ecuación diferencial queda:

$$C_v\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \qquad (10\text{–}37)$$

X-7. Solución de la ecuación de la consolidación unidimensional

Para resolver la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional con flujo vertical (ecuación 10–33) es necesario, ante todo, deter-

Copyrighted material

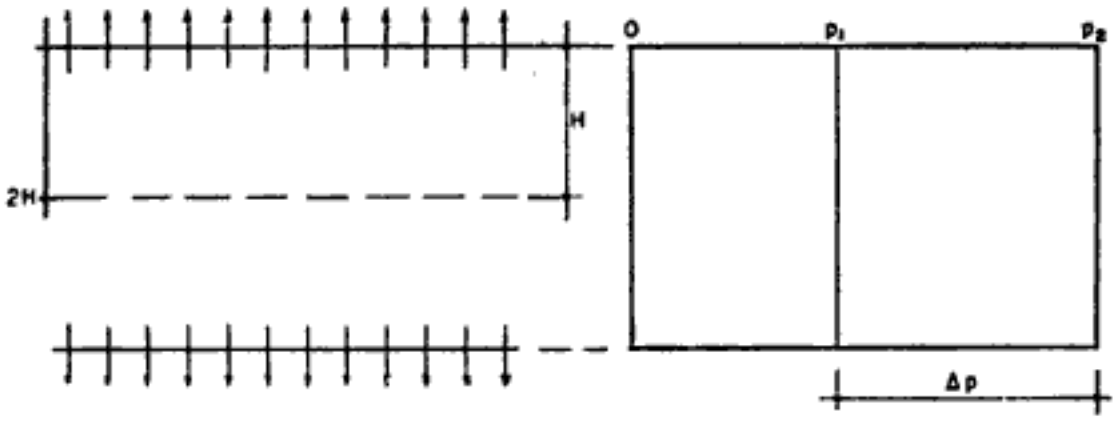


Figura X-14. Determinación de las condiciones de frontera para resolver la ecuación diferencial de la consolidación.

minar las condiciones de frontera adecuadas. Para lograr tal fin, considérese un estrato arcilloso de espesor $2H$ en el cual el agua pueda drenarse por sus caras superior e inferior (Fig. X-14).

Resulta evidente que no ocurre ningún flujo a través del plano de simetría a la profundidad H. El agua situada a menor profundidad se drena por la cara superior y la situada a profundidad mayor, por la inferior. Por lo tanto, dicho plano de simetría puede considerarse como una superficie impermeable.

Las condiciones de frontera que deben satisfacerse son:

$$u = 0 \text{ para } z = 0 \text{ y } z = 2H \text{ (para todo tiempo } t > 0).$$

Además debe satisfacerse la condición inicial:

$$u = \Delta p = p_2 - p_1 \text{ para } t = 0 \text{ y } 0 < z < 2H.$$

En el Anexo X-b de este capítulo se desarrolla un método de resolución detallada de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional con flujo vertical, satisfaciendo las condiciones de frontera y la condición inicial arriba expuestas.

La solución a que puede llegarse está dada por la serie:

$$u = \Delta p \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{(2n+1)\pi}{2} \cdot \frac{z}{H} \right] \varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 k(1+e)t}{4H^2 \gamma_w a_v}} \right\} \quad (10\text{–}38)$$

En la ecuación, ε es la base de los logaritmos neperianos normalmente simbolizada por e; sin embargo, en este caso se ha juzgado prudente cambiar el símbolo a fin de evitar confusiones con la relación de vacíos.

La ecuación (10–38) puede también escribirse, de acuerdo con la definición del coeficiente de consolidación:

$$u = \Delta p \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{(2n+1)\pi}{2} \cdot \frac{z}{H} \right] \varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v t}{4H^2}} \right\} \quad (10\text{–}39)$$

Copyrighted material

La obtención de la ecuación (10–38), solución de la ecuación diferencial de la consolidación con las condiciones de frontera e inicial expuestas, requiere el establecimiento de dos nuevas hipótesis, que se enumeran a continuación:

1. La variación en espesor del estrato es lo suficientemente pequeña para que un valor dado de la variable z pueda suponerse constante durante todo el proceso de consolidación.
2. El coeficiente de consolidación, C_v, es constante durante todo el proceso de consolidación.

Por supuesto, estas dos hipótesis son sólo aproximaciones aceptadas con el propósito de facilitar la solución matemática del problema. La importancia intrínseca de estas hipótesis sólo puede juzgarse comparando las predicciones de la teoría que las contiene, con las observaciones reales; de hecho, los resultados de la teoría han demostrado su excelencia para predecir el comportamiento de la mayoría de las arcillas, dentro de una aproximación práctica. Esto se debe al hecho de que, para tales suelos, el coeficiente de consolidación es prácticamente constante, a pesar de que las cantidades k y a_v son variables; de hecho, las variaciones de esos conceptos parecen contrarrestarse en forma bastante satisfactoria, en casi todas las arcillas. La e que aparece en la expresión para C_v es la inicial del suelo, según se desprende de los análisis anteriores y, como tal, es constante.

En la obtención de la ecuación (10–38) se parte de una presión inicial del suelo, p_1, uniforme, y se admite que la presión adicional Δp igual a la presión inicial en exceso de la hidrostática, es uniforme en todo el estrato de suelo.

G. Gilboy demostró, sin embargo, que la misma ecuación representa a un proceso de consolidación en el cual la presión u tenga una ley de variación lineal inicialmente. Suponiendo que el estrato esté drenado por ambas caras, la cantidad $\Delta p = p_2 - p_1$ debe tomarse, en ese caso, como el promedio aritmético de las presiones extremas.

Si las condiciones de frontera de un problema de consolidación son diferentes de las aquí consideradas, la solución de este problema puede facilitarse comparándolo con un problema análogo de flujo de calor, representado genéricamente por ecuaciones de la misma forma matemática; así pueden aprovecharse para la Mecánica de Suelos las investigaciones realizadas en tan importante campo de la Física. En el Anexo X-c de este capítulo se insiste ligeramente en el tema.

La solución (10–38) es de la forma:

$$\frac{u}{\Delta p} = f(z, t) \qquad (10\text{–}40)$$

expresada por medio de una serie de Fourier, convergente. El factor z/H que aparece en el término seno, así como:

Copyrighted material

$$\frac{C_v t}{H^2}$$

que aparece en el exponente de e son ambas cantidades adimensionales. La última cantidad, que es función de las constantes físicas del complejo suelo-agua que determinan el proceso de consolidación, se denomina *Factor Tiempo* (T).

$$T = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} \cdot \frac{t}{H^2} \tag{10-41}$$

Dimensionalmente se tiene:

$$[T] = \left[\frac{\frac{\text{cm}}{\text{seg}} \cdot 1 \cdot \text{seg}}{\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{g}} \cdot \text{cm}^2} \right] = [1]$$

y el factor tiempo, como se indicó, es abstracto.

Por lo tanto, la solución (10–40) puede expresarse como:

$$\frac{u}{\Delta p} = f\left(\frac{z}{H}, T\right) \tag{10-42}$$

Considérese ahora un estrato de arcilla de espesor $2H$, drenado por ambas caras y en él una curva de distribución de presiones efectivas y neutrales correspondiente a un tiempo t, al cual, a su vez, corresponde un valor específico del factor tiempo T (Fig. X-15). La forma de la curva, según se deduce de las condiciones de frontera establecidas, es del tipo mostrado.

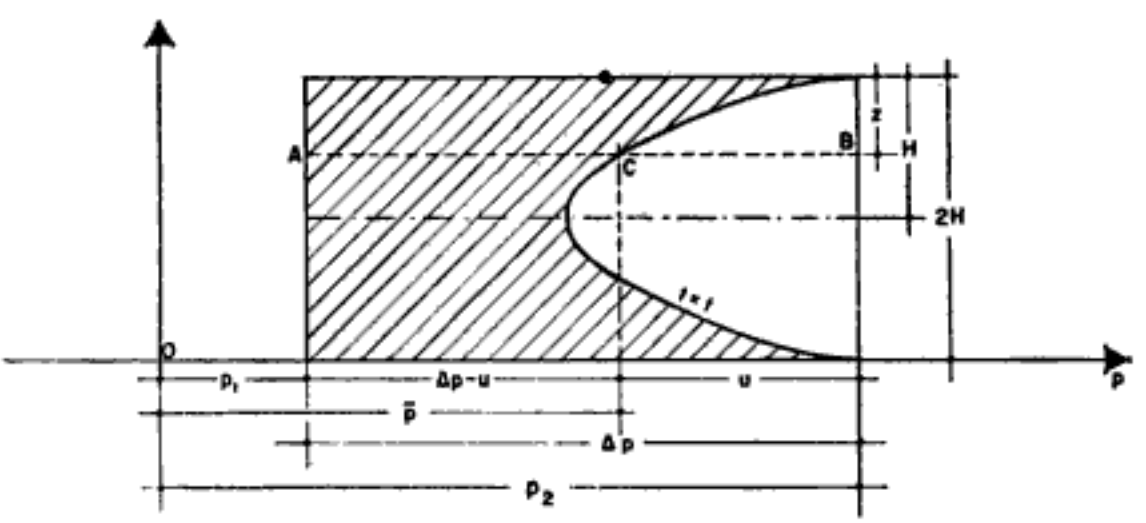


Figura X-15. Distribución de presiones efectiva y neutral en un estrato de arcilla sujeto a consolidación, drenado por ambas caras, en un tiempo t.

Copyrighted material

Se define como *grado de consolidación* o *porcentaje de consolidación del suelo a una profundidad* z *y en un instante* t, a la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto. Se representa por $U_z(\%)$.

La curva de la Fig. X-15 muestra la distribución de presiones entre las fases sólida y líquida a todas las profundidades. A una profundidad particular, z, el esfuerzo de la estructura del suelo está representado por el segmento $\overline{AC}$ y el esfuerzo neutral por $\overline{CB} \cdot \overline{AB} = \Delta p$ representa la presión que en el instante inicial actuó sobre el agua, en exceso de la presión hidrostática. Entonces U_z a la profundidad z, será:

$$U_z(\%) = 100\frac{\overline{AC}}{\overline{AB}} = 100\frac{\Delta p - u}{\Delta p} = \left(1 - \frac{u}{\Delta p}\right)100 \qquad (10\text{–}43)$$

Con un criterio análogo puede definirse ahora el grado o porcentaje medio de consolidación para el estrato completo considerado en el instante t, como la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Se representa por $U(\%)$. En la Fig. X-15 la zona rayada representa al área de presiones que ya ha tomado la estructura del suelo, mientras que el área total $2H \cdot \Delta p$ es el área que ha de llegar a actuar sobre dicha estructura. En consecuencia:

$$U(\%) = \frac{\int_0^{2H} (\Delta p - u)\, dz}{\Delta p \cdot 2H} 100 \qquad (10\text{–}44)$$

De la anterior fórmula, puede escribirse:

$$U(\%) = 100\left[1 - \frac{1}{\Delta p \cdot 2H}\int_0^{2H} u dz\right] \qquad (10\text{–}45)$$

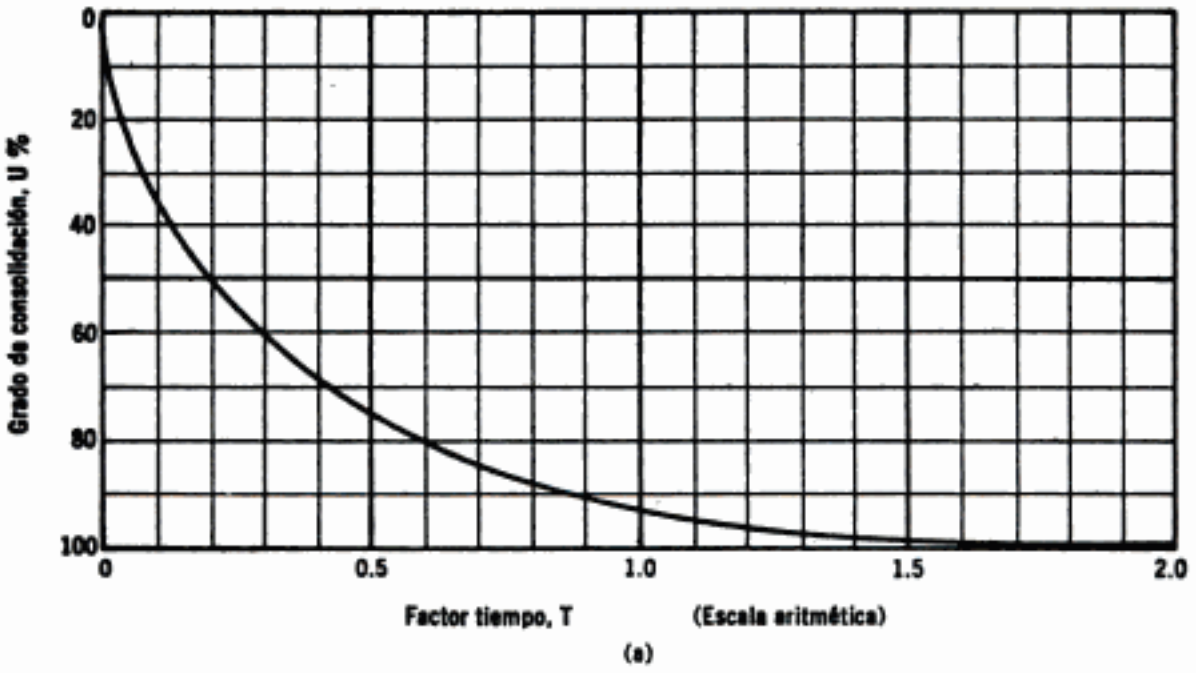
Donde u se da por la expresión (10–39) que es una serie convergente, por lo que puede integrarse término a término. La integración se efectúa a continuación:

$$\int_0^{2H} u dz = \int_0^{2H} \left\{\Delta p \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{4}{(2n+1)\pi} \operatorname{sen}\left[\frac{(2n+1)\pi z}{2H}\right] \cdot e^{-\frac{(2n+1)^2\pi^2 C_v t}{4H^2}}\right\} dz$$

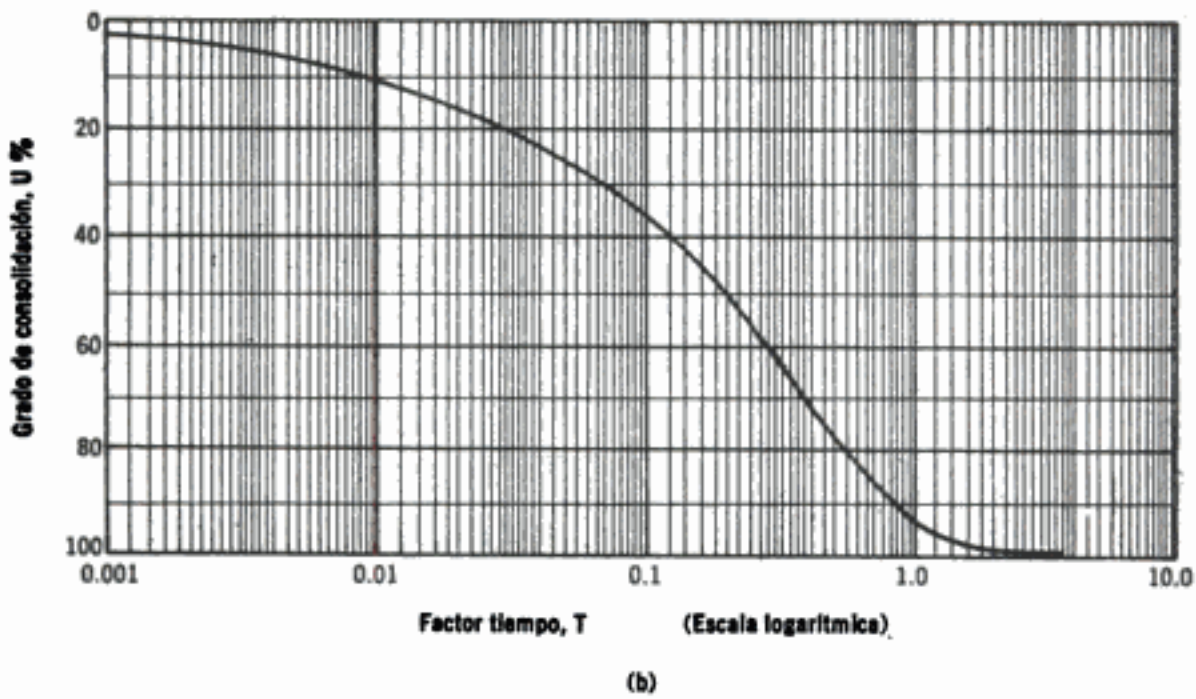
Lo cual puede escribirse:

$$\int_0^{2H} u dz = \Delta p \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{\frac{4}{(2n+1)\pi} e^{-\frac{(2n+1)^2\pi^2 T}{4}} \int_0^{2H} \operatorname{sen}\left[\frac{(2n+1)\pi}{2} \cdot \frac{z}{H}\right]\right\} dz$$

Copyrighted material



(a)



(b)

Figura X-16. Curvas teóricas de consolidación.

a) Trazado aritmético.
b) Trazado semilogarítmico.

Copyrighted material

Integrando:

$$\int_0^{2H} u\,dz = \Delta p \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} \varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2\pi^2 T}{4}} \times \right.$$

$$\left. \times \left[-\frac{2H}{(2n+1)\pi} \cos\left(\frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right) \right]_0^{2H} \right.$$

Por lo tanto, se tiene:

$$\int_0^{2H} u\,dz = \Delta p \cdot 2H \sum_{n=0}^{n=\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)^2\pi^2} \varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2\pi^2 T}{4}} \times \left[-\cos \frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right]_0^{2H} \right\}$$

Ahora, teniendo en cuenta que::

$$\left[-\cos \frac{(2n+1)\pi}{2} \cdot \frac{z}{H} \right]_0^{2H} = -[\cos (2n+1)\pi - \cos 0] = -[-1 - 1] = 2$$

se obtiene finalmente:

$$\int_0^{2H} u\,dz = \Delta p \cdot 2H \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2\pi^2} \varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2\pi^2 T}{4}} \qquad (10\text{–}46)$$

Sustituyendo la expresión (10–46) en la (10–45), se obtiene:

$$U(\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2\pi^2} \varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2\pi^2 T}{4}} \right] \qquad (10\text{–}47)$$

Se presenta entonces el hecho afortunado de que el grado de consolidación del estrato es sólo función del factor tiempo (T), que es una cantidad sin dimensiones físicas. La relación (10–47) puede ser resuelta para diferentes valores de T, obteniendo los correspondientes de $U(\%)$, de una vez por todas. La relación obtenida aparece en la tabla 10-1.

En la Fig. X-16 (a y b) aparecen las relaciones anteriores dibujadas en escala aritmética y semilogarítmica, usando la escala logarítmica para el factor tiempo. Estas curvas se conocen con el nombre de *Curvas Teóricas de Consolidación.*

X-8. Factores que influyen en el tiempo de consolidación

Se vio que el factor tiempo se definía como:

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2} \qquad (10\text{–}41)$$

Copyrighted material

TABLA X-1

Relación teórica $U(\%) - T$

$U(\%)$	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	∞

Esta ecuación puede escribirse:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T \qquad (10\text{–}48)$$

De la expresión anterior pueden deducirse algunos hechos de significación:

a) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, correspondiente a un factor tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato. En realidad, este punto merece una digresión. El espesor del estrato que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato. Si el estrato tiene una frontera impermeable, dicha trayectoria, llamada espesor efectivo, coincide con el espesor real del estrato (Fig. X-17.a). Si el estrato está drenado por ambas caras, superior e inferior, la máxima trayectoria del agua al drenarse es el semiespesor real del estrato de suelo, o sea el espesor efectivo es la mitad del real (Fig. X-17.b). En las fórmulas de la Teoría de Consolidación

Copyrighted material

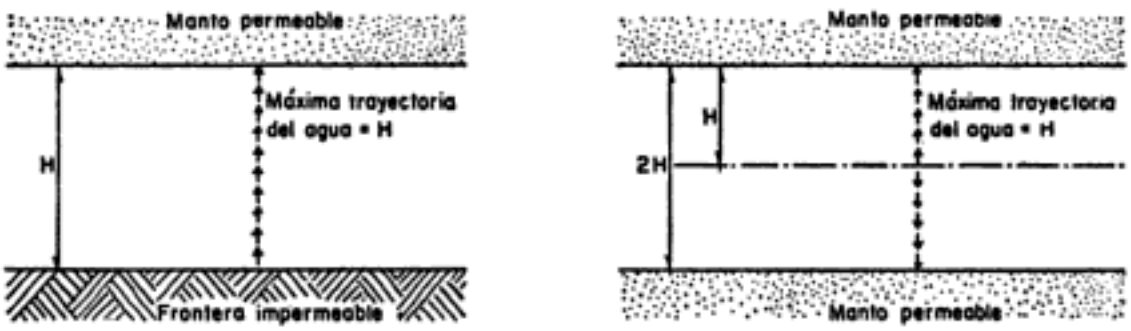


Figura X-17. Esquemas que ilustran el concepto espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación.

Unidimensional la H que figura es siempre el espesor efectivo en lo referente al tiempo de consolidación.

Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores efectivos H_1 y H_2, los períodos de tiempo t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \tag{10–49}$$

b) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo t, necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es inversamente proporcional al coeficiente de permeabilidad k. Por lo tanto, si dos estratos del mismo espesor efectivo tienen permeabilidades diferentes, k_1 y k_2, respectivamente, los tiempos necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, se relacionan:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1} \tag{10–50}$$

c) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad a_v. Por lo tanto, si se consideran dos estratos del mismo espesor efectivo, pero de coeficientes de compresibilidad diferentes, a_{v_1} y a_{v_2}, los tiempos, t_1 y t_2, necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v_1}}{a_{v_2}} \tag{10–51}$$

Copyrighted material

X-9. Comparación entre la curva de consolidación teórica y las reales obtenidas en el laboratorio

Al hacer a una muestra de suelo una prueba de consolidación se obtienen curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga aplicados. Ya se vio que estas curvas relacionan las lecturas realizadas en un micrómetro con los correspondientes tiempos.

Por otra parte, como resultado de una aplicación estricta de la Teoría de Terzaghi, se ha obtenido una curva teórica $U(\%) - T$ en donde T es el factor tiempo, que involucra a todas las variables que afectan el progreso del proceso de consolidación.

Desde luego T y t son directamente proporcionales para una muestra dada, en una cierta condición de carga.

Si se imagina, además, que el suelo sigue rigurosamente los requerimientos de la teoría, el grado de consolidación y las lecturas micrométricas estarían también relacionadas por una ley lineal de proporcionalidad, puesto que, en tales condiciones a un 50% de consolidación, por ejemplo, está asociada la mitad de la deformación del suelo. Así pues, si un suelo sigue la Teoría de Terzaghi, la curva teórica $U(\%) - T$ y las curvas de consolidación de laboratorio deberán ser semejantes, difiriendo únicamente en el módulo de las escalas empleadas. Incidentalmente, lo que las curvas de consolidación se aparten de la forma teórica ofrece una medida simple para calificar lo que ese suelo se aparta de un comportamiento estrictamente apegado a la Teoría de Terzaghi.

Por lo tanto, si el suelo se apega a la Teoría será posible lograr que las dos curvas coincidan totalmente, a condición de modificar la escala de las curvas prácticas en la proporción conveniente.

En realidad, ningún suelo sigue estrictamente la curva teórica y para comparar una curva observada con la teórica, debe, en primer lugar, definirse en qué punto de la curva de consolidación se supondrá el 0% y el 100% de consolidación, para ajustar la escala $U(\%)$ con la de lecturas micrométricas.

Si el suelo contiene algo de aire o si la muestra no se ajusta perfectamente al anillo, existirá una deformación rápida inmediatamente después de la aplicación del incremento de carga. Observando las lecturas del micrómetro no puede definirse si las primeras deformaciones se deben a esos ajustes rápidos o representan ya el inicio del fenómeno de consolidación. Afortunadamente, la curva de consolidación para la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola (Anexo X-d), puede determinarse un 0% "teórico" por la aplicación de una propiedad simple de tales curvas.

Más difícil es la determinación del punto teóricamente correspondiente al 100% de consolidación primaria. De los varios métodos propuestos para ello, se menciona a continuación uno debido al doctor A. Casagrande, que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogarítmica (Fig. X-18).

Copyrighted material

La curva de consolidación en trazado semilogarítmico presenta la ventaja de que en ella se define por un tramo recto muy preciso generalmente: la parte en donde la consolidación secundaria ya se hace notable. Esto permite, por simple inspeción, definir la zona en que la consolidación primaria se completa; prácticamente hablando, esta zona es la correspondiente a la transición entre la parte inclinada de amplia cur-

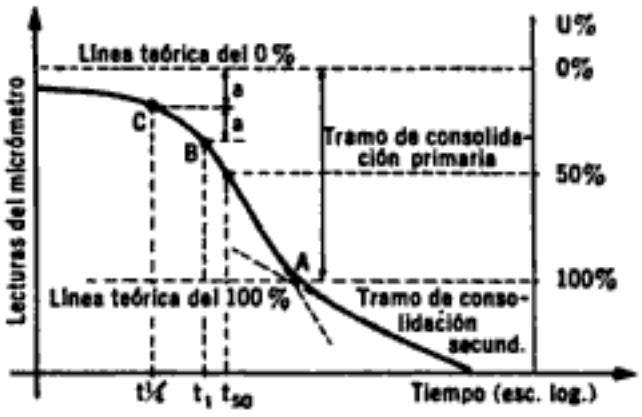


Figura X-18. Determinación del 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

vatura y el tramo recto final (véase la Fig. X-18). Empíricamente se ha observado (A. Casagrande) que un punto (A) obtenido como la intersección del tramo recto de compresión secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de inflexión, representa tolerablemente la línea práctica divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria, es decir, el 100% de consolidación primaria.

Como el efecto secundario se presenta desde el principio de la prueba, no es posible realmente fijar un punto específico en el cual el efecto primario termine y aquél empiece. Por lo tanto, hasta cierto punto, la definición anterior del 100% de consolidación es arbitraria. En la primera parte del desarrollo de la curva de consolidación, el efecto secundario no es aún muy notorio y, por esta razón, se encuentra que la relación parabólica, ya mencionada, es correcta dentro de una aproximación razonable. La línea del 0% de consolidación puede ahora encontrarse como sigue (Fig. X-18).

Escójase un tiempo arbitrario, t_1, tal que el punto correspondiente, B, en la curva observada esté situado antes del 50% de consolidación, de un modo notorio. Obténgase el punto C, correspondiente a un tiempo $t_1/4$ y determínese la diferencia de ordenadas, a, de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisas de 4 y puesto que se advierte que son puntos de una parábola, se sigue que su relación de ordenadas ha de ser de $\sqrt{4} = 2$. Es decir, el origen de la parábola estará a una distancia a arriba de C. Es aconsejable repetir esta construcción simple varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

Copyrighted material

En la Fig. X-18 puede verse en la parte derecha la escala $U(\%)$ trazada a partir de los límites encontrados. Es así evidente el modo de encontrar el tiempo necesario para que la muestra de suelo alcance, por ejemplo, el 50% de consolidación. (Este valor del tiempo, t_{50}, juega un papel de interés en cálculos que se detallarán posteriormente.)

X-10. Determinación del coeficiente de permeabilidad a partir de los datos de una prueba de consolidación

El coeficiente de permeabilidad medio que gobierna el flujo del agua durante el intervalo de compresión con un cierto incremento de carga, representado por una curva de consolidación, puede calcularse a partir de la expresión para el factor tiempo T:

$$T = \frac{k(1+e)t}{a_v \gamma_w H^2} \tag{10–41}$$

Para este objeto puede escogerse cualquier punto de la curva de consolidación. Al punto escogido corresponde un cierto tiempo, t, y un cierto valor del factor tiempo, T, correspondiente el grado de consolidación del punto considerado. Con estos datos y los demás que aparecen en la expresión (10–41), también conocidos, puede despejarse a k. Es deseable, sin embargo, escoger un punto suficientemente alejado del 0 y 100% de consolidación, por los errores en que puede incurrirse, originados por los procedimientos con que se encontraron esos límites. Si se escoge el punto correspondiente al 50% de consolidación, además de estar igualmente alejado de ambas fuentes de error, se tiene la ventaja de que el valor de T se recuerda fácilmente, siendo $T_{50} \doteq 0.2 = 1/5$. (Exactamente $T_{50} = 0.197$). Por lo tanto, el coeficiente de permeabilidad puede calcularse de la fórmula siguiente, en donde todas las cantidades deben expresarse en el sistema c.g.s. de unidades:

$$k(\text{cm/seg}) = \frac{a_v H^2 \gamma_w}{5(1+e)t_{50}} \tag{10–52}$$

X-11. Asentamiento total primario de un estrato arcilloso sujeto a consolidación y evolución del mismo

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor H, debido a un proceso de consolidación unidimensional, con flujo vertical, inducido por una sobrecarga Δp, actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de la prueba de consolidación y del esquema de la Fig. X-19.

Copyrighted material

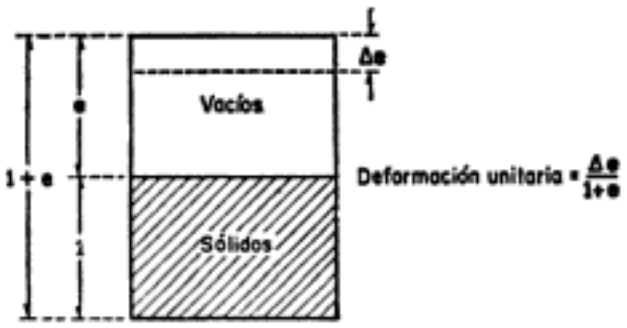


Figura X-19. Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

Evidentemente, si Δe representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, de espesor total $1+e$, podrá escribirse, para un estrato de espesor H, asimilado a esa muestra

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} \cdot H \tag{10–53}$$

ΔH es la disminución de espesor total del estrato de espesor H. Ahora H es siempre el espesor total del estrato, independientemente de las condiciones de drenaje.

La fórmula anterior puede presentarse de otra forma muy común; en efecto, se sabe que:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}} \quad \text{y} \quad m_v = \frac{a_v}{1+e}$$

Por lo tanto:

$$\Delta H = \frac{a_v}{1+e} \cdot \Delta \bar{p} \cdot H = m_v \cdot \Delta \bar{p} \cdot H \tag{10–54}$$

Debe tenerse en cuenta que a_v y m_v son funciones de $\Delta \bar{p}$ y de la ubicación de éste en la escala de presiones, es decir, de $\bar{p}$.

En realidad, el a_v tal como aquí se utiliza es un a_v *secante*, en lugar del a_v *tangente* que se definió anteriormente por medio de la ecuación (10–29). Este nuevo a_v *secante* representa al promedio de todos los a_v *tangentes* en el tramo de la curva de compresibilidad cubierto por el $\Delta \bar{p}$.

Si se supone (y esta hipótesis se admite en lo que sigue) que este tramo de la curva es recto, es decir que la variación de e respecto a $\bar{p}$ es lineal en dicho tramo, el a_v secante resulta igual a los a_v tangentes en todo el tramo. En este caso, las deformaciones micrométricas podrán considerarse proporcionales a las presiones efectivas que ya haya tomado la estructura de suelo. En otras palabras, las deformaciones de la muestra, registradas por el micrómetro, podrán considerarse proporcionales al grado de consolidación. Téngase en cuenta para comprender lo anterior, en primer lugar, que las lecturas micrométricas son proporcionales a los decrementos en la relación de vacíos durante la consolidación y, en se-

Copyrighted material

gundo lugar, que según la correspondiente definición, las presiones efectivas que ya haya tomado la muestra definen su grado de consolidación. Esta hipótesis es la que se hace en la práctica para la realización del cálculo de asentamientos y justifica la construcción de la escala $U(\%)$ en las curvas de consolidación, tal como se ha presentado en el párrafo X-10 de este capítulo, utilizando simplemente una escala aritmética una vez que se han determinado el 0% y 100% de consolidación primaria.

Obsérvese que si se admite $a_v = cte$, automáticamente en la ecuación (10–54) m_v resulta constante, puesto que la e que figura en la expresión de este último término es la inicial del suelo, antes de la aplicación del incremento de carga (Δp).

Se admite, según ya se mencionó, que las constantes de consolidación obtenidas en la prueba son las mismas que rigen el proceso en un estrato de suelo. Por lo tanto, el m_v calculado con los datos de la prueba puede aplicarse a la fórmula (10–54).

En el estrato real del suelo también se admite que las deformaciones son proporcionales al grado de consolidación de tal estrato. Así, si S_t representa el asentamiento ocurrido en un tiempo t, podrá escribirse:

$$\frac{S_t}{\Delta H} 100 = U(\%) \tag{10–55}$$

Donde ΔH es el asentamiento primario total.

Por lo tanto:

$$S_t = \Delta H \left[\frac{U(\%)}{100}\right] = m_v \cdot \Delta p \cdot H \left[\frac{U(\%)}{100}\right] \tag{10–56}$$

O sea, el asentamiento en cada tiempo es igual al total que ha de producirse, por el grado de consolidación que el estrato ha alcanzado en ese tiempo.

El cálculo de la evolución de S_t con el tiempo, fundamental en muchos problemas de la ingeniería práctica, requiere la determinación previa del Coeficiente de Consolidación del suelo (C_v), pues en la ecuación (10–56) $U(\%)$ es función del factor tiempo T, el que a su vez está dado por la expresión:

$$T = C_v \frac{t}{H^2} \tag{10–41}$$

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra. En efecto: $T_{50} = 0.197$, según se deduce de la curva de consolidación teórica; t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala $U(\%)$ en la curva de consolidación (ver Fig. X-18) y H es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento en que alcanzó el 50% de

Copyrighted material

consolidación bajo el incremento de carga; si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiespesores inicial y final de la muestra en ese incremento de carga.

Entonces:

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} H^2 = \frac{H^2}{5\, t_{50}} \tag{10–57}$$

Nótese, sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación (10–57). Así pues, se tiene un valor de C_v para cada incremento de carga. Es así posible dibujar una gráfica de C_v contra la presión media aplicada en ese incremento, obtenida como media aritmética de las presiones inicial y final. Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga Δp, se tomará como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese Δp.

Obtenido el C_v del suelo, la ecuación (10–41) puede aplicarse en la forma:

$$t = \frac{H^2}{C_v} \cdot T \tag{10–58}$$

Ahora, H es el espesor efectivo del estrato de suelo, calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta; C_v es el coeficiente de consolidación del suelo, recién calculado, dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Así, dando valores a T, por ejemplo los que figuran en la tabla (10–1), pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo. Como, según la ecuación (10–56), el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que correspondan a distintos tiempos, según evoluciona el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla obtenida puede dibujarse en escala aritmética o en trazo semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica, como abscisa. Se tiene así una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

Nótese que toda la construcción anterior depende, en principio, de que puede situarse la escala $U(\%)$ en las diferentes curvas de consolidación, o sea de poder determinar en éstas el 0% y el 100% de consolidación primaria. Esto, a su vez, depende de que la forma de la curva de consolidación se apegue a la curva teórica, de modo que se definan los quiebres y las inflexiones necesarias. Desgraciadamente esto no siempre sucede en la práctica y muchas veces la forma de las curvas obtenidas en el laboratorio es totalmente inapropiada para efectuar las debidas construcciones. D. W. Taylor ha desarrollado un método alternativo para el cálculo de los coeficientes de consolidación que da buen resultado en muchos casos en que falla el anteriormente descrito.

Copyrighted material

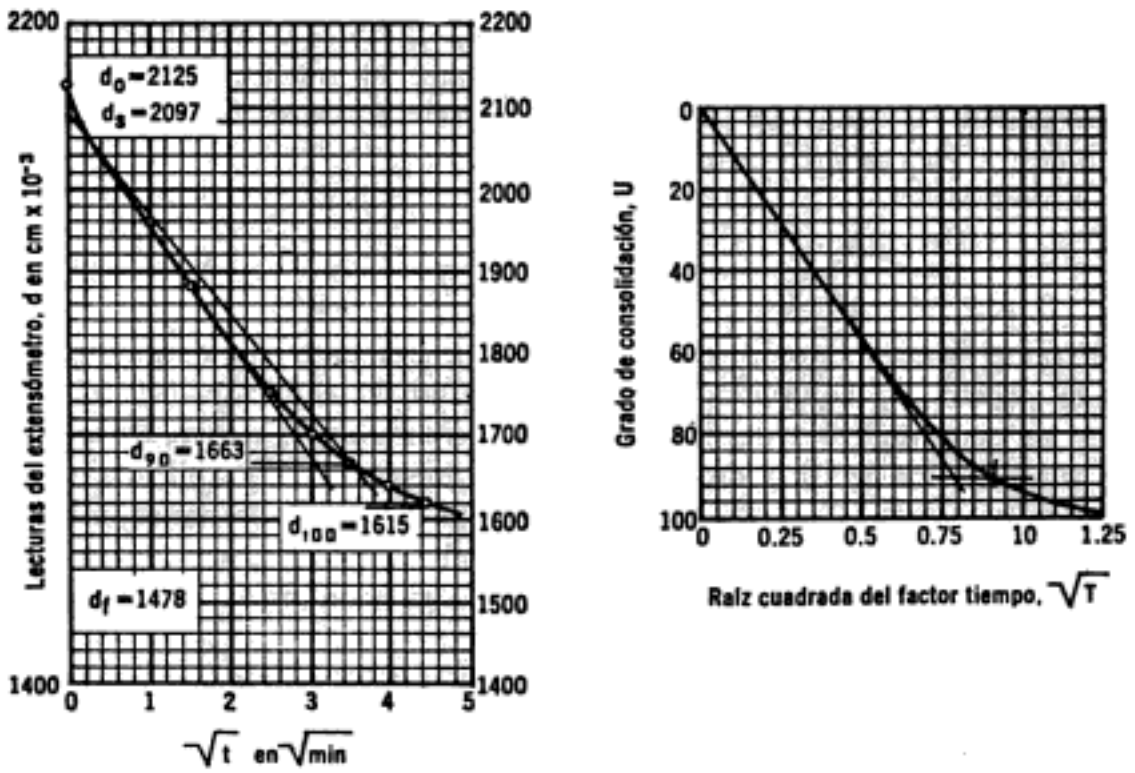


Figura X-20. Método de Taylor para el cálculo de los valores de C_v.

El método exige el trazado de la curva teórica en unos ejes en los que se usan como ordenadas los valores de $U(\%)$ y como abscisas los valores de $\sqrt{T}$ (Fig. 10–20.a).

La curva teórica resulta una recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación, como debe suceder teniendo en cuenta que es aproximadamente parabólica en ese intervalo.

De la tabla de valores, ya obtenida, $U(\%)$-T, puede determinarse que la abscisa de la curva es 1.15 veces la correspondiente a la prolongación del tramo recto, para una ordenada de 90% de consolidación. Esta característica se usa en la curva de consolidación obtenida en el laboratorio, para encontrar el 90% de consolidación. En la Fig. X-20.b se muestra una forma típica de curva real en representación lecturas micrométricas $-\sqrt{t}$. Prolongando el tramo recto puede tenerse una línea trazada con suficiente precisión. A continuación trácese otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a la anterior. Esta segunda línea corta a la curva de consolidación en un punto al que corresponde el 90% de consolidación primaria. Nótese que la prolongación del tramo recto de la curva de laboratorio, corta el origen de ordenadas en un punto que debe considerarse como el 0% de consolidación primaria y de este punto debe partir la segunda recta mencionada.

Usando esta construcción, conviene calcular el C_v con la expresión:

$$C_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} H^2 = \frac{0.848H^2}{t_{90}} \qquad (10\text{–}59)$$

Copyrighted material

X-12. Consolidación secundaria

La consolidación secundaria, a la que ya se ha estado haciendo referencia, es un fenómeno de flujo viscoso. El efecto se atribuye hoy, generalmente, al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas del material que se reacomodan, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga. Posiblemente puede contribuir también alguna clase de flujo plástico de las partículas laminares constitutivas de los suelos arcillosos. Cuando las deformaciones plásticas de las partículas aisladas o los deslizamientos relativos entre ellas se hacen comparables a la velocidad de expulsión del agua del volumen decreciente de los vacíos entre las partículas, es cuando el efecto se hace notable y esto se refleja en las curvas de consolidación, dando lugar al tramo final típico, sensiblemente recto en trazado semilogarítmico.

Los factores que afectan la velocidad de consolidación secundaria de los suelos, no están totalmente dilucidados a la fecha y no se ha desarrollado aún ningún método de análisis del fenómeno suficientemente correlacionado con la realidad, que sirva para predecir la magnitud de estos efectos en la práctica. En el Anexo X-e de este capítulo se incluye una discusión de los factores que afectan el fenómeno.

X-13. Carga de preconsolidación

Las primeras investigaciones del doctor Terzaghi sobre el fenómeno de la consolidación de suelos finos, lo condujeron al importante descubrimiento de que el tramo virgen de una curva de compresibilidad es usualmente recto en un trazado semilogarítmico. Una gran cantidad de pruebas realizadas sobre especímenes inalterados de arcilla han corroborado que tal relación es prácticamente cierta para casi todas las arcillas, por lo menos hasta presiones del orden de 20 kg/cm², esto es, para todo el intervalo de cargas en el que está interesado el ingeniero civil. Cualquier desviación importante de la curva de compresión virgen de una muestra de arcilla inalterada, se atribuye generalmente a variaciones en la condición de carga del suelo a lo largo de su historia geológica y al inevitable remoldeo de las muestras de suelo extraídas para efectuar las pruebas. La razón de esto se comprende al estudiar la forma de las curvas de descarga y recompresión, obtenidas al cargar la muestra con incrementos de carga que le den presiones bastante mayores que la que la consolidó en el suelo y después, haciendo disminuir la carga hasta cero y aumentándola gradualmente de nuevo a una carga aún mayor. El diagrama de la Fig. X-21 corresponde al anterior ciclo de carga, descarga y nueva carga.

En la Fig. X-21.a, la curva de compresibilidad aparece en trazo aritmético, mientras que en b) aparece en semilogarítmico.

El trazado semilogarítmico se presta fácilmente a un análisis de la historia de la muestra, tal como el que se ha desarrollado al princi-

Copyrighted material

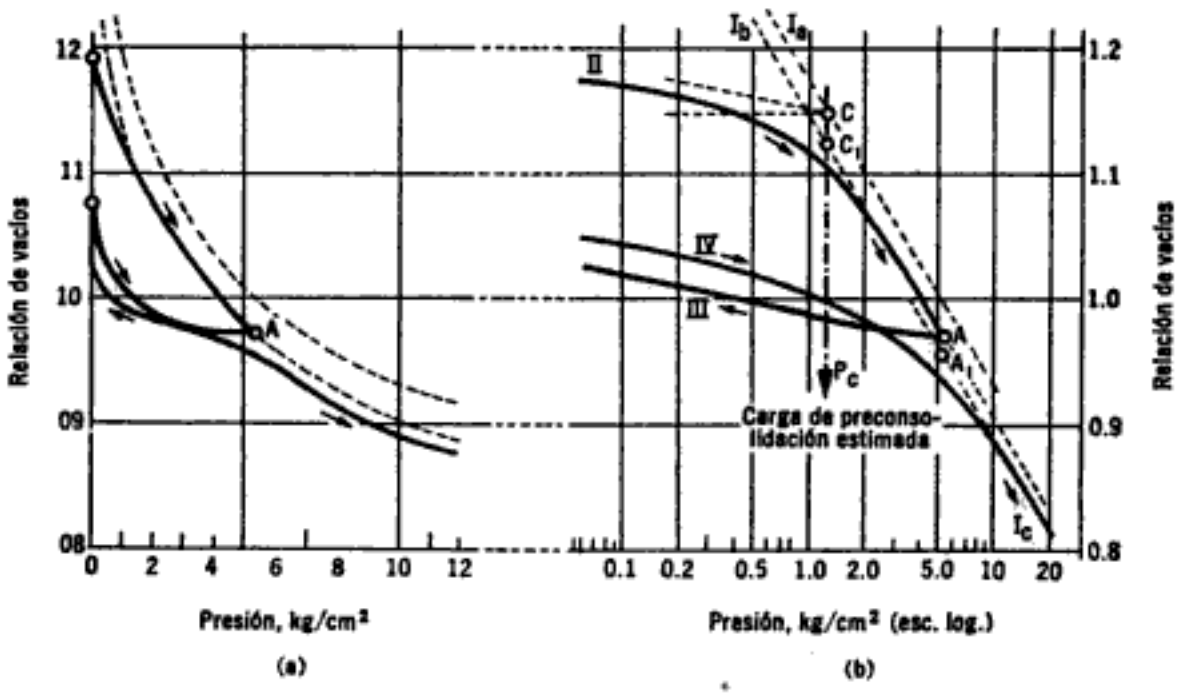


Figura X-21. Curvas detalladas de compresibilidad.

pio de este capítulo (X-2). La Fig. X-21.b representa una afinación respecto a las ideas ya expuestas sobre la curva de compresibilidad, y debe estudiarse cuidadosamente, considerándose como una curva típica para la mayoría de los suelos finos. Nótese que en el segundo ciclo de carga (IV, I_c, de la Fig. X-21.b) el tramo virgen se define ligeramente abajo de la prolongación del correspondiente al ciclo anterior (I_b), dependiendo la separación entre ambos tramos principalmente de las características estructurales del suelo. La posición exacta del tramo virgen del suelo *in-situ* será la que aparece marcada como I_a. La posición del tramo virgen obtenida de una prueba de laboratorio depende también de los tiempos que se hayan dejado transcurrir para cada incremento de carga aplicado y de la temperatura de la prueba.

De las ideas expuestas y de la similitud de forma de las curvas obtenidas en los sucesivos ciclos de carga, se sigue que en una zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ese ciclo de carga. Esta presión, que representa la máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le esté sometiendo al obtener sus curvas de compresibilidad, se denomina su *carga de preconsolidación* y juega muy importante papel en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Sin embargo, la transición del tramo de recompresión al virgen no es brusca, sino gradual y no se puede, a simple vista determinar la presión con que el segundo tramo mencionado comienza. El doctor A. Casagrande ha desarrollado un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación (p_c), que ha demostrado ser de eficiencia suficiente para los fines prácticos. El método se ilustra en la Fig. X-22.

Copyrighted material

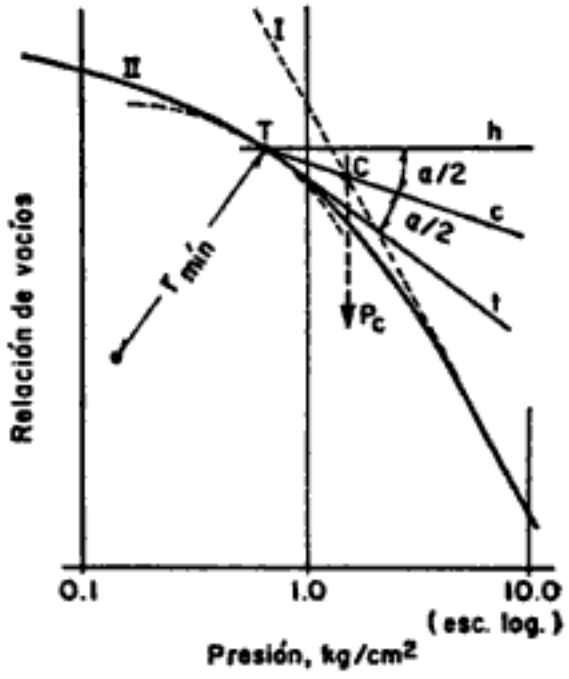


Figura X-22. Determinación de la carga de preconsolidación.

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determínese, en primer lugar, el punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (II) y el virgen (I). Por T trácese una horizontal (h) y una tangente a la curva (t). Determínese la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas h y t. Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz. Ese punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación (p_c) del suelo.

De inmediato surge la pregunta de si el pequeño desplazamiento en la posición de la línea de compresión virgen, debido a la remoción temporal de la carga y a la inevitable deformación de la muestra, por causa de extracción, manipulación, etc., afecta la magnitud de la carga de preconsolidación estimada. Hasta ahora la experiencia parece indicar que ello no sucede; en otras palabras, la alteración parcial de la estructura interna del suelo, debida a las pequeñas deformaciones y a expansiones alternadas con compresiones, no modifica seriamente el efecto impreso en el material por la carga máxima soportada antes. El pequeño desplazamiento a que se ha hecho referencia se debe, probablemente, a la alteración de un pequeño porcentaje de bóvedas estructurales en el suelo; sin embargo, la estructura en sí permanece esencialmente intacta y, por ello, el efecto de la carga de preconsolidación puede suponerse sin alteración.

Se puede objetar que la curva de recompresión II que se obtiene en una muestra extraída y cargada en el laboratorio, no es idéntica con la IV, producto de una prueba realizada sin manipulación previa de la muestra. La curva II resulta del efecto combinado de la alteración de la muestra durante las operaciones de muestreo y preparación, más una cantidad adicional, desconocida, de expansión. Aun siguiendo

Copyrighted material

el procedimiento más cuidadoso para obtener muestras inalteradas, no puede impedirse que la muestra se deforme ligeramente, debido a que los esfuerzos principales que tenía *in-situ* y sobre todo su relación, difieren de los que la muestra tiene tras la extracción. Siempre tendrá lugar en las muestras extraídas algo de expansión, aun cuando la muestra no esté en contacto con agua libre que pueda ser absorbida. Esto se debe a que las partes exteriores de la muestra en contacto con los muestreadores, se alteran, quedando sujetas a presiones internas menores que los corazones, mucho menos alterados. Como resultado, el corazón absorbe agua de las zonas periféricas, tendiendo a igualarse los esfuerzos internos. La expansión es más importante si la muestra tiene ocasión de absorber agua, especialmente a causa de interrupciones en la operación de muestreo bajo el nivel freático; por otra parte, si se intenta impedir la expansión quitando el agua del pozo, por ejemplo antes del muestreo, la carga de agua no balanceada puede, bajo ciertas condiciones, causar deformaciones grandes en el suelo del fondo del pozo, a tal grado que la experiencia ha demostrado que es preferible tolerar la expansión causada por el agua que llene el pozo, a condición de no interrumpir las operaciones de muestreo y hacerlas expeditas.

Cuando se extraen muestras inalteradas de pozos de muestreo es frecuente obtener curvas de recompresión con pendientes iniciales altas, que se ligan al tramo virgen de un modo gradual. El grado en que este efecto se deba a la destrucción parcial de la estructura del suelo o a la expansión, es cosa que aún hoy no puede decidirse observando la forma de las curvas. Muy frecuentemente las irregularidades en la curva de recompresión se deben a imprecisiones en las cargas aplicadas o en los intervalos de tiempo que se han dejado transcurrir; esto puede conducir a variaciones de importancia en la posición del punto de máxima curvatura T (Fig. X-22). En ocasiones, un observador experimentado puede corregir la forma de la curva de recompresión, de manera que corresponda en carácter a la ordinaria, antes de proceder a la determinación de la carga de preconsolidación.

Los cambios de la temperatura de la muestra durante la prueba se reflejan también en las formas de las curvas de compresibilidad y de consolidación. Es, por ello, aconsejable mantener la muestra durante la prueba a una temperatura constante, preferentemente igual a la que el suelo tuvo en su posición original en el campo. Si las pruebas se hacen a temperatura mayor que la del terreno, la curva virgen se desplaza hacia la izquierda, obteniéndose valores de la carga de preconsolidación erróneos por defecto; este efecto, según A. Casagrande, es particularmente notable en limos y arcillas orgánicas, pero no ha sido aún suficientemente investigado para permitir afirmaciones más detalladas.

Cuando se han efectuado pruebas con intervalos de tiempo suficientes para definir los tramos de consolidación secundaria, en todos los incrementos de carga y evitando variaciones apreciables de la tempe-

Copyrighted material

ratura, se ha observado sistemáticamente que la pendiente de estos tramos es considerablemente menor para presiones en el tramo de recompresión que para las correspondientes al tramo virgen.

El doctor A. Casagrande ha informado que la relación entre esas pendientes es, aproximadamente, de 1:3. Este hecho puede utilizarse para una determinación aproximada de la carga de preconsolidación y debe utilizarse como una comprobación del valor obtenido por el procedimiento usual. La comprobación es particularmente deseable en los casos en que las curvas de compresibilidad tengan formas anómalas.

La aplicación práctica más importante del concepto carga de preconsolidación radica en el análisis de asentamientos; el conocimiento de tal carga puede ser también de importancia en investigaciones geológicas.

Es un hecho afortunado el que la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad, en trazado semilogarítmico, no se vea afectada de un modo muy notable por las expansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está totalmente consolidado bajo una presión actual (p_1, usualmente el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga Δp cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla:

$$\Delta H = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot H$$

en donde H es el espesor total del estrato de suelo. Puede verse en la Fig. X-23 que en el trazado semilogarítmico el monto del asentamiento

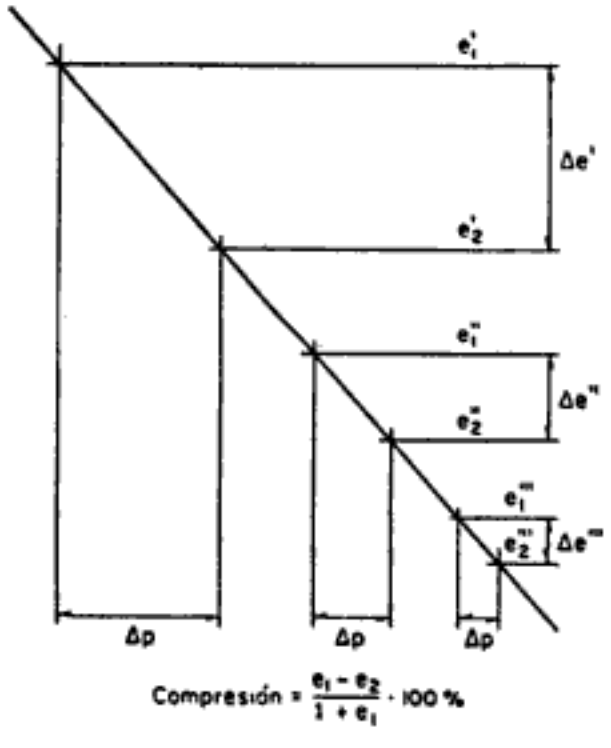


Figura X-23. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor p_1 inicial.

Copyrighted material

total bajo un incremento de presión Δp es menor cuanto mayor sea la presión efectiva inicial (p_1).

Si el máximo espesor de tierra sobreyacente que el suelo haya soportado a lo largo de su historia geológica se hubiese erosionado parcialmente, el asentamiento debido al incremento de carga Δp resultará mucho menor, independientemente del hecho de que la curva de compresión

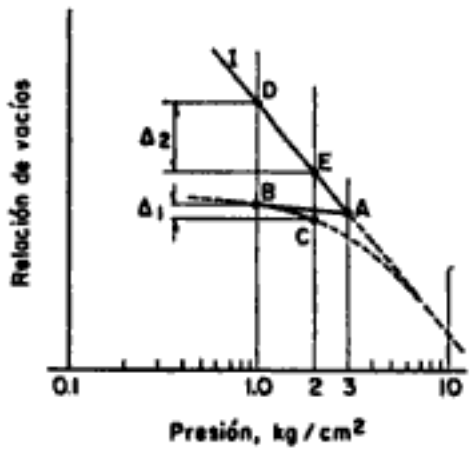


Figura X-24. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

virgen permanezca inalterada. Por ejemplo (Fig. X-24), si un estrato de arcilla ha soportado alguna vez un colchón que le haya comunicado una presión de 3 kg/cm², que después se haya reducido a 1 kg/cm² por erosión y posteriormente aumentado hasta 2 kg/cm² por la construcción de una estructura, la compresión bajo la estructura tendrá lugar siguiendo la ley entre B y C, de la curva de compresibilidad del suelo; esto produce una compresión Δ_1. Por el contrario, si el suelo sólo se hubiese consolidado bajo su carga actual 1 kg/cm², la ley seguida, bajo la carga estructural posterior, hubiese sido la que ocurre entre D y E, que conduce a la compresión Δ_2, mucho mayor. Este ejemplo debe ser suficiente para comprender la importancia del concepto carga de preconsolidación, en el análisis de asentamientos.

Puede ser de interés mencionar una observación particular, hecha notar por el doctor A. Casagrande, que permite llegar a un mejor entendimiento de las condiciones de esfuerzo que pueden prevalecer en depósitos masivos de arcilla. Cuando se investigó el carácter de un depósito de arcilla glacial de 30 m de espesor sobre la roca firme, se encontró que la carga de preconsolidación en los 15 m inferiores era prácticamente constante; en otras palabras, el fondo del estrato se había consolidado solamente a una presión aproximadamente igual a la correspondiente a la mitad del peso propio. Desde luego es posible que depósitos recientes aún se estén consolidando bajo su peso propio, pero éste no podía ser el caso en el ejemplo anterior dada la antigüedad del depósito; aún más, la distribución de esfuerzos en la arcilla tendría que ser muy distinta si estuviera parcialmente consolidada.

Una explicación tentativa para tal condición de esfuerzos se ilustra en la Fig. X-25.

Copyrighted material

Se supone que el agua en la roca subyacente a la arcilla, está sometida a una presión (u) en exceso de la hidrostática, lo cual significa que se elevaría en un tubo piezométrico a una altura u/γ_w sobre el nivel freático; consecuentemente la presión en la fase sólida de la arcilla en su contacto con la roca se reduciría en u precisamente, mientras que en la superficie superior del estrato arcilloso, la reducción sería nula, con

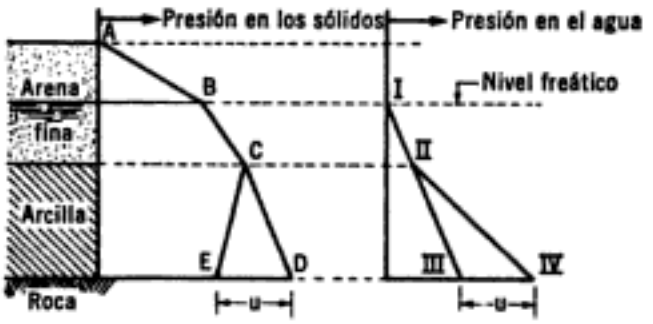


Figura X-25. Efecto de una presión en exceso de la hidrostática en la frontera rocosa de un estrato de arcilla.

una distribución lineal de dicha reducción a lo largo del espesor del estrato. El problema se esclarece con una comparación de la distribución de esfuerzos normales, suponiendo por una parte la frontera rocosa impermeable y, por la otra, la misma con una presión en exceso de la hidrostática actuando en la roca, supuesta fisurada. Si la arcilla se consolida bajo la carga del suelo actual, la distribución de esfuerzos sobre su fase sólida estaría representada en la Fig. X-25 por la línea quebrada *A, B, C, D* y las presiones en el agua por la ley hidrostática *I, II, III*. Una presión en exceso de la hidrostática (u) existente en la roca, cambiaría la distribución de esfuerzos en el agua a la línea *I, II, IV* y en la fase sólida a la *A, B, C, E*. En este caso habrá un flujo continuo y establecido de agua hacia arriba a través de la arcilla. Nótese que este flujo no tiene relación alguna con el que existiría en un estrato arcilloso durante un proceso de consolidación.

En el ejemplo analizado, la presión u se supone suficientemente grande para que las presiones efectivas en la arcilla, y por lo tanto, su resistencia, disminuyan al aumentar la profundidad. El valor de u puede escogerse de tal manera que la arcilla esté consolidada a la mismo presión en todo su espesor (en este caso el tramo $\overline{CE}$ sería vertical); si u se reduce, las presiones efectivas aumentarían con la profundidad, aunque el incremento normal en la resistencia de la arcilla sólo se obtendrá si $u = 0$.

Si un estrato de arcilla está dividido en dos por otro de arena y si éste está en comunicación con el agua freática libre, la presión u en exceso de la hidrostática en la roca subyacente puede provocar una condición según la cual la carga de preconsolidación en el estrato superior arcilloso aumente en la forma usual con la profundidad, en tanto que en el inferior decrezca con la profundidad.

Copyrighted material

La presencia de presiones considerables en el agua de rocas situadas a gran profundidad, debe considerarse la regla y no la excepción. Esto independientemente de que el efecto no sea perceptible en la superficie del terreno natural. La condición normal será una reducción gradual de esta presión hasta llegar al valor de la presión atmosférica en algún venero o depósito abierto cerca de la superficie. Pero al cubrir una área grande de roca con un manto impermeable, por ejemplo de arcilla, se tendrá la oportunidad para que la presión se desarrolle y manifieste por completo. La magnitud de la presión que se desarrolle depende grandemente del hecho de que haya afloraciones rocosas vecinas o de que a mayores profundidades haya roca muy fisurada y permeable que pueda drenar el flujo de agua a algún lugar conectado al agua libre superficial. En los pozos de sondeo hechos en arcilla, hasta la roca, es frecuente observar que el nivel del agua sea considerablemente más alto que el nivel freático, pero aun si el nivel del agua en el pozo no remonta al freático o es inferior a él, no podrá decirse que el agua en la roca del fondo no esté sujeta a presiones importantes. En una masa de roca homogénea las cantidades de agua que se filtran pueden ser mínimas y muy difíciles de medir, y no obstante, al estar la roca cubierta por arcilla, pueden existir presiones de importancia en el agua. La perforación del pozo hace que la presión disminuya localmente, pudiendo no aparecer casi agua, de tal manera que una inspección ligera conduciría a la idea de la no existencia de presiones en el agua de la roca y, sin embargo, si se coloca un piezómetro en esa roca el agua puede subir gradualmente hasta un valor indicativo de la existencia de importantes presiones en exceso de la hidrostática.

X-14. Consolidación de estratos de arcilla con diversas condiciones iniciales

La consolidación de un estrato arcilloso, tal como ha quedado estudiada, se refiere a unas condiciones de frontera e inicial definidas para el estrato. Estas condiciones ya han sido mencionadas. Sin embargo, existen otros casos, definidos por otras condiciones iniciales y otras distribuciones de la presión de sobrecarga, que son de interés práctico. En el Anexo X-f de este capítulo se presentan algunos de los casos más importantes, aparte del ya estudiado.

X-15. Consolidación en estratos arcillosos sujetos a flujo no unidimensional

Según se vio, la Teoría de Terzaghi para la consolidación de suelos finos contiene la hipótesis básica de que el flujo del agua en el estrato sujeto al fenómeno ocurre únicamente en una dirección. Desde luego, el doctor Terzaghi dio una interpretación fina del mecanismo de

Copyrighted material

la consolidación que contiene, en germen, su extensión a los casos en que el flujo del agua ocurre en dos o tres direcciones, de manera que esa extensión requiere solamente una ampliación de la herramienta matemática, pero no del concepto físico del problema; es conveniente hacer notar que buena parte de esa extensión matemática fue realizada por el propio doctor Terzaghi.[4]

En muchos problemas prácticos las condiciones de flujo unidimensional resultan demasiado restringidas para una correcta interpretación.

En el Anexo X-g de este capítulo se exponen algunas ideas en referencia al tema aquí expuesto. Sin embargo, ha de tenerse en cuenta que los métodos teóricos existentes para tratar estos problemas de consolidación unidimensional de estratos de arcilla sujetos a flujo bi y tridimensional por la acción de cargas, no están aún suficientemente simplificados para permitir una extensa aplicación práctica de ellos.

ANEXO X-a

Prueba de consolidación unidimensional con flujo vertical

X-a.1. Descripción general

Según ya se indicó, el objeto de una prueba de consolidación unidimensional es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior.

Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones. Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación. Dibujando las lecturas del micrómetro como ordenadas, en escala natural y los tiempos, como abscisas, en escala logarítmica, se logra que la curva de consolidación obtenida en laboratorio sea fácilmente comparable con la curva teórica, lo cual permite establecer, toscamente, el grado de aplicabilidad de las teorías al problema específico tratado. Es común encontrar, en la mayoría de los suelos arcillosos de alta plasticidad, una concordancia excelente hasta un 60% ó 70% de consolidación; adelante de estos límites la curva de laboratorio suele volverse asintótica a una recta inclinada respecto a la línea horizontal por el valor 100% de consolidación de la curva teórica. Esta desviación corresponde a la consolidación secundaria y esta deformación adicional se atribuye, por hipótesis, a un reajuste de las fuerzas de fricción dentro de la masa

Copyrighted material

de suelo. Puesto que este cambio volumétrico secundario es generalmente muy pequeño (por lo menos para incrementos de carga relativamente importantes) en comparación con el que tiene lugar durante el efecto primario de expulsión de agua, su influencia se hace notoria sólo después de que se ha producido la mayor parte de la deformación volumétrica primaria.

Para estudios comparativos entre las curvas empíricas y la teórica, el 100% de consolidación primaria se define en las primeras en la forma arbitraria ya vista en el cuerpo de este capítulo.

Al realizar la prueba de consolidación unidimensional, cada incremento de carga se mantiene el tiempo suficiente para que el tramo recto de consolidación secundaria se defina claramente; después de lo cual, se podrá aplicar el siguiente incremento.

En las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de carga se selecciona un tiempo arbitrario, tal que las lecturas del micrómetro en las diferentes curvas caigan ya más allá del período de consolidación primaria. La presión y la lectura del micrómetro correspondientes a ese tiempo proporcionan los datos de partida para el trazado de las curvas de compresibilidad.

X-a.2. Equipo para la prueba

Consiste de un consolidómetro incluyendo el anillo para la ubicación de la muestra, piedras porosas, un micrómetro de 0.001 cm y equipo adicional tal como cortadores para labrar el espécimen, cronómetro, cáp-

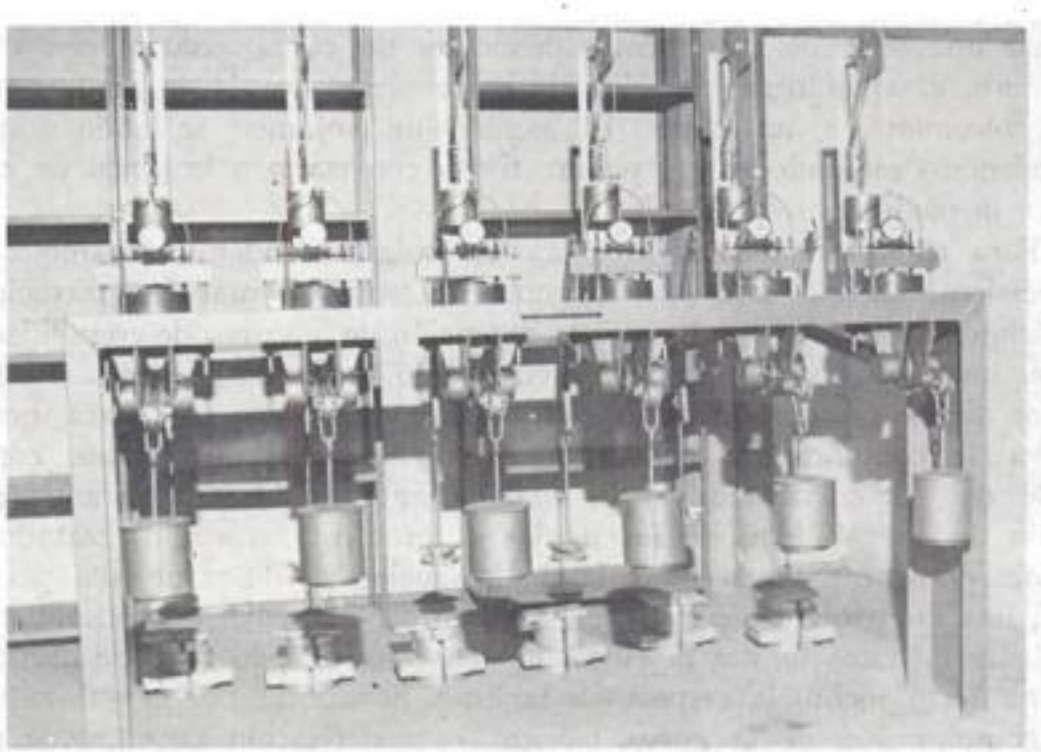


Figura X-a.1. Batería de consolidómetros (Laboratorio del Departamento de Geotécnia de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. México, D. F.)

Copyrighted material

sulas, horno, balanzas, termómetros y una cierta cantidad de algodón hidrófilo.

En la Fig. X-a.1 se muestra una vista de un banco de consolidómetros instalado en el laboratorio del Departamento de Geotécnia en la Secretaría de Obras Públicas (México, D. F.). En la Fig. X-a.2 aparece un detalle del mismo banco.

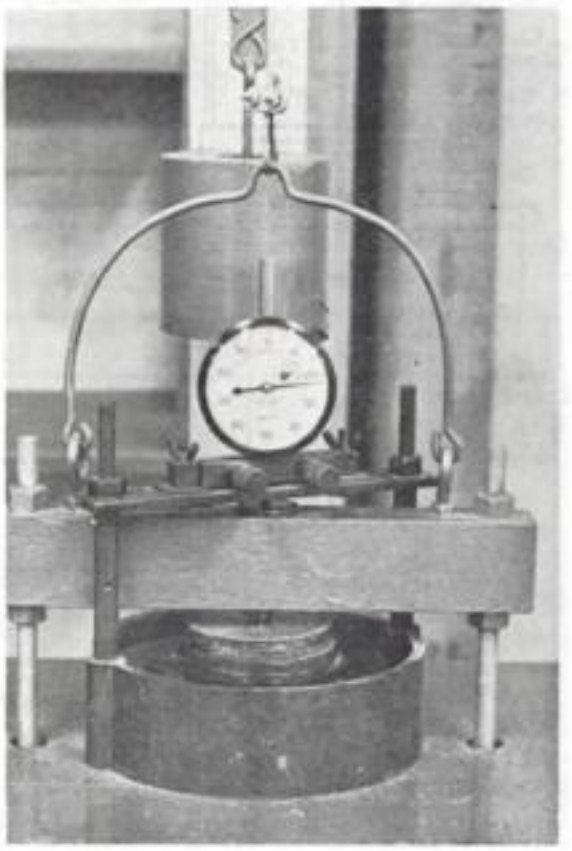


Figura X-a.2. Detalle de un consolidómetro, mostrando el montaje de la muestra.

X-a.3. Descripción del mecanismo de transmisión de carga y calibración del aparato

Un esquema del dispositivo de transmisión de cargas de un consolidómetro aparece en la Fig. X-a.3. La carga se aplica por medio de pesos colocados en una ménsula que cuelga del extremo de la viga de carga. La carga se transmite al marco por medio de un cable apoyado en una rótula fija de radio r_1, ligada al pedestal del aparato. La viga de carga puede girar en torno a esa rótula. La relación del brazo de palanca de la ménsula de carga, r_2, y del radio r_1, antes mencionado, suele ser del orden de 10 y ésta es la razón de multiplicación de cargas del aparato.

El peso de la viga y la ménsula de carga se balancean con el contrapeso A. El peso de marco de carga se balancea, a su vez, con el contrapeso B.

La posición del marco de carga respecto a la cazuela puede ajustarse usando las tuercas de las barras laterales del marco.

Para dejar el aparato listo para el uso es preciso obtener una curva de calibración; es decir, una curva que dé las deformaciones propias,

Copyrighted material

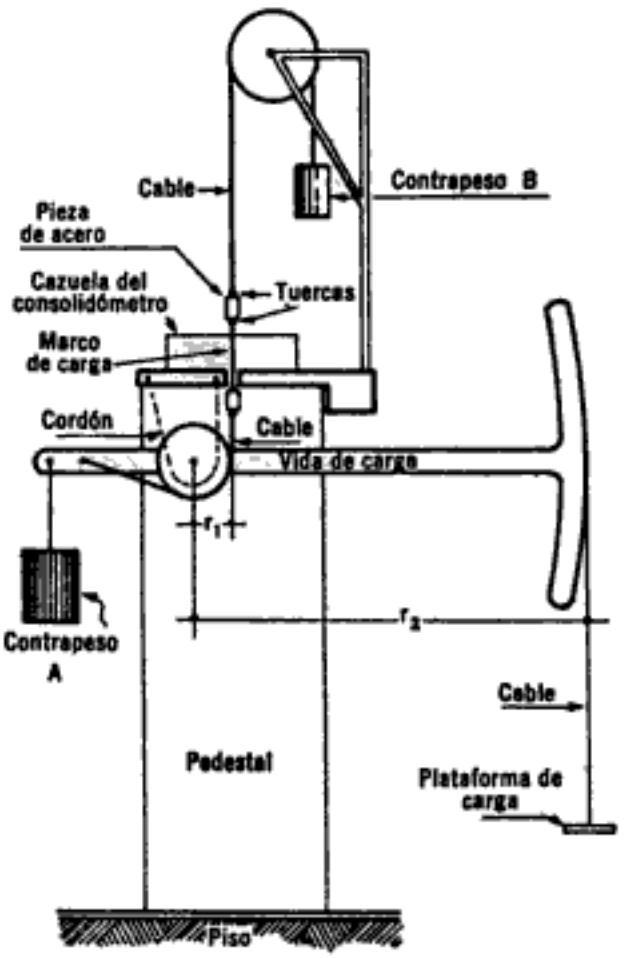


Figura X-a.3. Esquema del mecanismo de transmisión de carga de un consolidómetro.

sin muestra. Estas deformaciones deberán restarse de las obtenidas en una prueba, a fin de llegar a las deformaciones de la muestra sola. La curva se obtiene sujetando al conjunto de las piedras porosas, placa de carga, etc., sin muestra, a una prueba de consolidación y dibujando las lecturas del micrómetro contra las correspondientes cargas, en escala aritmética, usualmente.

X-a.4. Preparación de la muestra

Para preparar una muestra inalterada es esencial cortar un fragmento cuyo volumen sea el del anillo de consolidación. Para una buena manipulación se recomienda el uso de un aparato cortador adecuado. A fin de evitar la evaporación, es recomendable preparar el espécimen en un cuarto húmedo. Al mismo tiempo que se prepara la muestra de consolidación es necesario formar una muestra representativa para determinación de peso específico relativo y es conveniente obtener muestras para la realización de pruebas de límites de plasticidad. El procedimiento detallado para la obtención de una muestra para pruebas de consolidación deberá ajustarse a lo que sigue:

1. Determínese y anótese el peso propio del anillo para confinar la muestra y de dos placas de vidrio de aproximadamente 15 × 15 cm. Hágase lo mismo con el área y la altura del anillo.

Copyrighted material

2. Colóquese una masa de arcilla inalterada del tamaño apropiado en el anillo de consolidación y, girando el anillo, córtese la muestra con un cortador hasta sus dimensiones correctas. En arcillas blandas resulta bien hacer girar el anillo manualmente, retirando el material sobrante con ligeros cortes de ajuste; en materiales duros puede hacerse necesario manipular la muestra mecánicamente, ajustándola al anillo, después de haber obtenido un cilindro del diámetro apropiado; en este caso debe tenerse cuidado de que la muestra no pierda agua por evaporación. Conforme el labrado de la muestra progresa, ésta se va presionando hacia dentro del anillo, usando para ello una placa de vidrio; durante toda la operación, el lado inferior de la muestra descansa en una base metálica, introducida en el anillo, de diámetro ligeramente menor que el interior de éste. Continúese el labrado de la muestra hasta que su base sobresalga algo por la cara inferior del anillo.

3. Retírese la porción de la muestra que sobresalga por la cara superior del anillo, hasta lograr una superficie continua a nivel; para esto puede usarse una segueta de alambre, en muestras suaves, o un cuchillo para muestras más duras; afínese cuidadosamente usando una regla metálica recta.

4. Colóquese una placa de vidrio, ya pesada, sobre el anillo; inviértase éste y repítase la remoción del material en la cara inferior. Una vez realizada, colóquese en esa cara la otra placa de vidrio tarada.

5. Anótese una muy cuidadosa y detallada descripción de la muestra.

6. Usando una balanza, pésese el conjunto muestra, anillo y placas de vidrio.

7. Retírense con cuidado las placas de vidrio y, en su lugar, céntrense cuidadosamente las piedras porosas ligeramente humedecidas en sus bases, presionándolas muy suavemente contra la muestra, a fin de lograr que se adhieran. Colóquese ahora con cuidado el anillo en la cazuela del consolidómetro, cuidando que el anillo ya no sufra ningún movimiento, una vez colocado.

8. Colóquese un anillo de algodón hidrófilo, húmedo, en torno a la piedra porosa superior, cubriendo la parte superior del espacio entre el anillo y la cazuela. Es esencial que el algodón permanezca húmedo durante la compresión de la muestra; para ello deberá rociársele algo de agua de tiempo en tiempo. Generalmente el algodón puede retirarse después de la consolidación bajo el segundo incremento de carga, y, en tal caso, toda la cazuela deberá llenarse de agua; durante el resto de la prueba debe cuidarse muy especialmente que el nivel del agua en la cazuela no baje del borde superior del anillo.

Si la muestra se sumerge desde el principio, sin usar algodón, se puede producir una expansión excesiva bajo las pequeñas presiones iniciales.

X-a.5. Montaje de la prueba

Se ajustará a lo que sigue:

Copyrighted material

1. Con gran cuidado, a fin de evitar movimientos del anillo y de las piedras porosas en la cazuela, colóquese ésta sobre la plataforma del banco de consolidación y céntrese cuidadosamente la piedra porosa superior bajo el marco de carga.

2. Balancéese la palanca de carga y ajústese la elevación de la pieza transversal superior del marco de carga, hasta que el marco quede en contacto con la pequeña esfera metálica alojada en la muesca de la placa de carga (un pequeño peso que actúe sobre el marco de carga hará el contacto estable) previamente colocada sobre la piedra porosa superior. Compruébese la horizontalidad de la pieza superior del marco de carga.

3. Colóquese el micrómetro, atornillando el puente que lo sostiene y poniéndolo en contacto con el marco de carga; póngase el micrómetro en cero.

X-a.6. Procedimiento de prueba

El procedimiento de prueba se ajustará a lo que sigue:

1. Retirado el pequeño peso actuante sobre el marco de carga, colóquese en la ménsula el primer incremento de carga, evitando que el marco cause impacto sobre la muestra y usando los pesos apropiados. Anótese esa carga. La magnitud de la presión a que primeramente se sujete la muestra depende de varias consideraciones. Debe escogerse una carga bastante pequeña, tal que dé una presión que haga que la muestra no fluya a través del espacio libre entre la piedra porosa y el anillo; además, puesto que en la teoría se suponen constantes tanto la relación de vacíos como el coeficiente de permeabilidad durante el tiempo en que actúa el incremento de carga, no se tendría buena concordancia entre las curvas de laboratorio y la teoría si se escogieran incrementos de carga demasiado grandes. Por otra parte, si los incrementos son demasiado pequeños, la consolidación secundaria, que es independiente de la magnitud de ellos haría poco notorios los efectos primarios.

Después de que la muestra haya sido consolidada bajo el primer incremento, cada incremento sucesivo será tal que la carga se vaya duplicando. En suelos muy blandos es conveniente dividir la colocación de la primera carga en cuatro etapas, con media hora de intervalo y colocando cada vez una cuarta parte de la carga. Al colocar las cargas en la ménsula deberá siempre evitarse el impacto. Las pesas ranuradas, de uso común, deben colocarse con sus ranuras cuatrapeadas, para evitar su deslizamiento de la ménsula, por inclinación de ésta.

2. Obsérvense y anótense las lecturas del micrómetro en intervalos de tiempo adecuados. Es útil la siguiente secuencia: 6 seg, 15 seg, 30 seg, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h, etc. No es fundamental ceñirse a una cierta secuela, pero sí lo es medir correctamente el tiempo transcurrido desde el principio hasta el instante en que se hace cada lectura.

3. Dibújese la curva de consolidación (trazo semilogarítmico).

Copyrighted material

4. Una vez que en la curva de consolidación se define claramente el tramo recto de consolidación secundaria, se considera que se ha completado la primaria; procédase entonces a la colocación del segundo incremento de carga, repitiendo los puntos 2) y 3). Y así procédase sucesivamente hasta completar la prueba en lo referente al ciclo de carga.

5. Observando todas las curvas de consolidación obtenidas, selecciónese un tiempo correspondiente a un punto que caiga en el tramo de consolidación secundaria de todas ellas. Anótense las presiones y las lecturas del micrómetro, usando las curvas correspondientes a ese tiempo escogido, interpolando en las curvas. Estos datos pueden dibujarse en trazo semilogarítmico, con las presiones en escala logarítmica y las lecturas en escala natural. La forma de la curva así obtenida es similar a la de la curva de compresibilidad, que se dibujará posteriormente. Del análisis de la curva es posible ver si la prueba se ha desarrollado lo suficiente para los propósitos que se persiguen. Siempre que sea posible, es deseable continuar aplicando incrementos de carga hasta que la porción recta del trazado semilogarítmico recién dibujado, se defina netamente. Hay que tener en cuenta, sin embargo, que los consolidómetros normales tienen una capacidad máxima en la ménsula de carga, de 100 a 150 kg.

6. Una vez aplicados todos los incrementos de carga necesarios, según la información proporcionada por la curva presión-lecturas del micrómetro, mencionada en 5), quítense las cargas en decrementos; generalmente se quitan las tres cuartas partes de la presión total en el primer decremento y después, en cada uno de los restantes, se retira la mitad de la carga que reste.

7. Háganse lecturas en diferentes tiempos para cada carga actuante en el ciclo de descarga, dibujando las curvas de expansión, análogas a las anteriores de consolidación. El criterio para fijar el tiempo en que se hagan las remociones de carga sucesivas es el mismo que el establecido para la aplicación de los incrementos en el ciclo de consolidación. Es conveniente invertir la escala de las lecturas del micrómetro al dibujar las curvas.

8. Después de retirar toda la carga, permítase que la muestra se expanda descargada durante 48 horas o, preferiblemente, hasta que no se registre expansión en el micrómetro en un período de 24 horas. Si se deseara someter a la misma muestra a otros ciclos de recompresión, repítanse las etapas 1) a 8).

9. Al terminar la prueba, quítese el micrómetro y desármese el consolidómetro. Cuidadosamente séquese el agua del anillo de consolidación y de la superficie de la muestra, colóquense dos placas de vidrio, previamente taradas, cubriendo la muestra y el anillo y pésese el conjunto (anótese el dato como: tara más suelo húmedo).

10. Séquese la muestra en horno y obténgase su peso seco.

X-a.7. Datos de la prueba de consolidación

Se seguirán los siguientes lineamientos:

Copyrighted material

1. Ejecútense los cálculos indicados en la forma de *Contenidos de agua y cálculos.* Estos conducen a la determinación de los contenidos de agua inicial y final del espécimen y de la altura de sólidos, H_s. Esta última cantidad, juntamente con la altura original del espécimen H_1 se usa en el cálculo de las relaciones de vacíos correspondientes a las lecturas del micrómetro, registradas en la forma de *Resumen de datos y cálculos.* El propósito del cálculo de los grados de saturación al principio y al final de la prueba es el de obtener una verificación de la exactitud de los datos observados y registrados. El grado de saturación de una arcilla inorgánica inalterada es, por lo general, muy cercano a 100%. Si el grado de saturación calculado al principio de la prueba varía apreciablemente del 100%, ello puede indicar la presencia de gas o aire en la muestra o un error en los datos o cálculos efectuados. Cuando una muestra está totalmente saturada al principio de la prueba, ciertamente lo estará también al final de ella. El cálculo del grado de saturación final requiere tomar en cuenta el cambio de altura del espécimen, que tiene lugar del principio al fin de la prueba; está dado por la variación neta de lecturas inicial y final del micrómetro. Por lo tanto, un valor inapropiado del grado de saturación calculado puede indicar un error en las lecturas micrométricas registradas.

2. Regístrense en la forma de *Resumen de datos y cálculos,* los datos allí especificados. La *duración de la prueba* es el tiempo total transcurrido desde la aplicación del incremento de carga inicial al momento en que se hace la lectura micrométrica final. El *intervalo de tiempo entre incrementos de carga usado en los cálculos* es el tiempo, arbitrariamente escogido, para el cual se completa la consolidación primaria en todos los incrementos de carga.

La *corrección por compresión* del aparato de la forma de *Resumen de datos y cálculos* se obtiene de la curva de calibración a que ya se ha hecho referencia.

3. Dibújese la curva de compresibilidad en trazo semilogarítmico, en la forma indicada en el cuerpo de este capítulo y determínese la carga de preconsolidación.

X-a.8. Errores posibles

La prueba requiere técnica cuidadosa a fin de asegurar resultados dignos de confianza. Sin embargo, aun con la mejor técnica pueden presentarse errores de importancia; solamente la experiencia permitirá sopesar la magnitud de ellos. Pueden presentarse errores de varias fuentes:

a) En la teoría básica:
La prueba está sujeta a las siguientes hipótesis básicas, en lo que se refiere a la validez de la interpretación de sus resultados:

1. La ley de Darcy es aplicable.
2. La carga de velocidad de agua, $v^2/2g$, es despreciable.

Copyrighted material

3. H, a_v y k se suponen constantes en cada etapa de la prueba. En arcillas inorgánicas esto introduce un error pequeño, pero en otros suelos puede ser de magnitud considerable.
4. No se consideran los efectos de la consolidación secundaria. Esto puede causar graves errores más allá del 60% de consolidación primaria.
5. Se supone que las constantes de consolidación, obtenidas de la prueba de laboratorio son las mismas que rigen el proceso real que ocurre en la naturaleza, mucho más lento.

b) En la preparación de la muestra:

1. La muestra debe estar lo más inalterada que sea posible; muestras alteradas darán resultados erróneos.
2. El volumen de la muestra debe ser exactamente el del anillo de consolidación; de otra manera no existirá confinamiento lateral completo.
3. Las muestras adyacentes tomadas para la determinación del peso específico relativo y de los límites de plasticidad pueden ser no representativas de la muestra de consolidación. En materiales tales como la arcilla de la ciudad de México, la diferencia puede ser de gran consideración.
4. La muestra debe estar orientada en la misma dirección en que se encuentre en la naturaleza.
5. La muestra debe ser preparada en un cuarto húmedo.

c) En el procedimiento de prueba:

1. La muestra no debe sumergirse antes de que la presión aplicada sea igual a las presiones existentes en ella, por efectos capilares.
2. Las pesas deben colocarse en la ménsula de carga cuidadosamente, para evitar impacto; esto implica una dificultad en aplicar la carga en un instante dado.
3. La temperatura varía a través de toda la prueba.
4. Todas las lecturas de tiempos y las micrométricas deben efectuarse con cuidado.
5. Debe evitarse toda excentricidad en las cargas actuantes sobre la muestra.

Copyrighted material

OBRA : ______________________________

LOCALIZACIÓN : ______________________________

ENSAYE Nº : ____________ SONDEO Nº : ________

MUESTRA Nº : ____________ PROF : ____________

DESCRIPCIÓN : ______________________________

____

CONSOLIDÓMETRO Nº : ______________________

(DEPENDENCIA)

CONSOLIDACIÓN

(Registro de carga)

FECHA : ______________________ OPERADOR : ______________________ CALCULISTA : ________

FECHA	TIEMPO	TEMPERATURA	CARGA	TIEMPO TRANSCURRIDO	LECTURA DEL MICRÓMETRO
———	hrs. min.	°C	Kg	min.	mm

FECHA	TIEMPO	TEMPERATURA	CARGA	TIEMPO TRANSCURRIDO	LECTURA DEL MICRÓMETRO
———	hrs. min.	°C	Kg	min.	mm

OBSERVACIONES : ____

____

____

____

Copyrighted material

OBRA : _____

LOCALIZACIÓN : _____

ENSAYE Nº : _____ SONDEO Nº: _____

MUESTRA Nº : _____ PROF : _____

DESCRIPCIÓN : _____

_____

(DEPENDENCIA)

CONSOLIDACIÓN

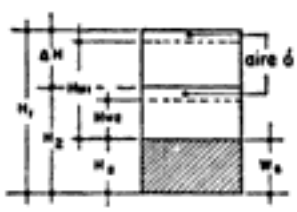
(Contenidos de humedad y cálculos)

FECHA : _____ OPERADOR: _____ CALCULISTA: _____

Determinación de w	Al principio de la prueba		Al final de la prueba	
Anillo y vidrio Nº				
Tara + peso suelo húmedo				
Tara + peso suelo seco				
Peso del agua				
Tara				
Peso suelo seco : W_s				
Contenido de agua : w %	w_1=	w_1=	w_2=	w_2=
w % promedio :	w_1 =		w_2 =	

Anillo Nº : _____ Diámetro del anillo : _____ cm. Area del anillo. A = _____ cm^2

Altura del anillo = Altura de la muestra al principio de la prueba = H_1 = _____ mm



Peso específico relativo de sólidos : S_s = _____

Altura de sólidos = $H_s = \frac{10\ W_s}{A\ S_s}$ = _____ = _____ mm

Variación en la altura de la muestra del principio al final de la prueba = ΔH = _____ mm

Altura final de la muestra : $H_2 = H_1 - \Delta H$ = _____ = _____ mm

Altura inicial del agua : $H_{w1} = W_1 H_s S_s$ = _____ = _____ mm

Altura final del agua : $H_{w2} = W_2 H_s S_s$ = _____ = _____ mm

Relación de vacíos inicial : $e_1 = \frac{H_1 - H_s}{H_s}$ = _____ = _____

Relación de vacíos final : $e_2 = \frac{H_2 - H_s}{H_s}$ = _____ = _____

Grado de saturación inicial : $G_{w1} = \frac{H_{w1}}{H_1 - H_s}$ = _____ = _____ %

Grado de saturación final : $G_{w2} = \frac{H_{w2}}{H_2 - H_s}$ = _____ = _____ %

En el cálculo de relaciones de vacíos úsense los valores siguientes

H_s = _____ mm H_1 = _____ mm

OBSERVACIONES : _____

_____

_____

Copyrighted material

OBRA : ______________________

LOCALIZACIÓN : ______________________

ENSAYE Nº : ____________ SONDEO Nº: ________

MUESTRA Nº : ____________ PROF : ____________

DESCRIPCIÓN : ______________________

____

DURACIÓN DE LA PRUEBA : ______________________

Intervalo de tiempo entre incrementos de carga usado en los cálculos : ______________________

H_s = ____________ mm H_i = ____________ mm

(DEPENDENCIA)

CONSOLIDACIÓN

(Resumen de datos y cálculos)

FECHA : ______________________

OPERADOR : ______________________

CALCULISTA : ______________________

Fecha en que se aplicó el incremento de carga	Tiempo transcurrido para cada incremento de carga	Carga P	Presión p	Lectura del micrómetro	Deformación δ'	Corrección por compresión del aparato.	Deformación corregida δ	$\frac{\delta}{H_s}$	Relación de vacíos e	Contenido de agua $W = \frac{e}{S_s}$
——	Hrs.	Kg	Kg/cm^2	mm	mm	mm	mm.	——	——	%

OBSERVACIONES : ______________________

____

____

____

Copyrighted material

ANEXO X-b

Solución de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional

Se trata de resolver la ecuación diferencial:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \tag{10–37}$$

de modo que se satisfagan las condiciones de frontera siguientes:

$$u = 0, \text{ para } z = 0 \text{ y } z = 2H, \text{ para todo tiempo } t > 0$$

y la condición inicial:

$$u = \Delta p, \text{ para } t = 0 \text{ y } 0 < z < 2H.$$

Para ello se considera la función u como producto de dos funciones, una dependiente de z y la otra de t.

$$u = Z(z)T(t) \tag{10–b.1}$$

Al sustituir esta función en la ecuación diferencial propuesta, se tiene:

$$C_v Z''(z)T(t) = Z(z)T'(t).$$

Donde se usa la notación con índices *primas* para indicar las diferentes derivadas. Entonces:

$$\frac{Z''(z)}{Z(z)} = \frac{T'(t)}{C_v T(t)} = \lambda \tag{10–b.2}$$

El primer miembro es sólo función de z, mientras que el segundo lo es sólo de t; por lo tanto, ambas relaciones, puesto que son iguales, deben ser constantes. λ es, pues, contante.

Puede escribirse:

$$Z''(z) - \lambda Z(z) = 0 \tag{10–b.3}$$

$$T'(t) - \lambda C_v T(t) = 0 \tag{10–b.4}$$

Se tienen así dos ecuaciones diferenciales lineales, homogéneas, con derivadas totales, que pueden resolverse con el procedimiento usual de la ecuación auxiliar.[2]

Para la ecuación (10–b.3) se tendrá como ecuación auxiliar:

$$m^2 - \lambda = 0$$

Copyrighted material

Cuyas raíces son:

$$m = \pm \sqrt{\lambda}$$

Por lo tanto, la solución general de la ecuación diferencial (10–b.3) será:

$$Z(z) = c_1 e^{\sqrt{\lambda} z} + c_2 e^{-\sqrt{\lambda} z} \qquad (10\text{–b.5})$$

(e, base de los logaritmos naturales).
Teniendo en cuenta la ecuación (10–b.1), las condiciones de frontera del problema quedan:

$$0 = Z(0)T(t)$$
$$0 = Z(2H)T(t), \text{ para todo } t > 0.$$

De donde debe tenerse:

$$\left.\begin{aligned} Z(0) &= 0 \\ Z(2H) &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (10\text{–b.6})$$

Sustituyendo la primera de las condiciones (10–b.6) en la ecuación (10–b.5) se obtiene:

$$0 = c_1 + c_2 \quad \therefore \quad c_2 = -c_1$$

Por lo tanto:

$$Z(z) = c_1(e^{\sqrt{\lambda} z} - e^{-\sqrt{\lambda} z}) \qquad (10\text{–b.7})$$

Teniendo en cuenta que:

$$\operatorname{sen}h\, kx = \frac{e^{kx} - e^{-kx}}{2}$$

puede anotarse, a partir de (10–b.7):

$$Z(z) = 2\, c_1 \operatorname{sen}h\, \sqrt{\lambda}\, z \qquad (10\text{–b.8})$$

La segunda condición (10–b.6) llevada a la ecuación (10–b.8) conduce a:

$$0 = 2\, c_1 \operatorname{sen}h\, 2H\, \sqrt{\lambda}$$

De donde:

$$\operatorname{sen}h\, 2H\, \sqrt{\lambda} = 0 \qquad (10\text{–b.9})$$

La expresión (10–b.9) se cumple si

$$\lambda = -\frac{n^2\pi^2}{4H^2}; \text{ para todo } n \text{ entero.} \qquad (10\text{–b.10})$$

Copyrighted material

En efecto:

$$\operatorname{senh} 2H\sqrt{-\frac{n^2\pi^2}{4H^2}} = \operatorname{senh} 2H\frac{in\pi}{2H} = \operatorname{senh} in\pi = \operatorname{sen} n\pi = 0$$

para todo n entero. (Téngase en cuenta que un seno hiperbólico de argumento imaginario es el seno trigonométrico del coeficiente del argumento imaginario.)

Sustituyendo el valor de λ dado por la expresión (10–b.10) en la ecuación (10–b.8), se tiene, finalmente:

$$Z(z) = 2c_1 \operatorname{sen}\frac{n\pi}{2H}z \qquad (10\text{–b.11})$$

La ecuación (10–b.4) puede resolverse de un modo totalmente análogo. La auxiliar es ahora:

$$m - \lambda C_v = 0$$
$$\therefore\ m = \lambda C_v$$

y la solución general es:

$$T(t) = c_3\, e^{\lambda C_v t} \qquad (10\text{–b.12})$$

Sustituyendo el valor de λ ya encontrado (ecuación 10–b.10), se tiene:

$$T(t) = c_3\, e^{-\frac{n^2\pi^2}{4H^2}C_v t}\ (n = 1, 2, 3, \ldots) \qquad (10\text{–b.13})$$

Por lo tanto, la solución de la ecuación diferencial inicial, que satisfaga las condiciones de frontera impuestas y que tenga la forma (10–b.1) será del tipo:

$$u = Z(z)T(t) = 2\,c_1\,c_3 \operatorname{sen}\frac{n\pi}{2H}z \cdot e^{-\frac{n^2\pi^2 C_v t}{4H^2}} =$$

$$= A_n \operatorname{sen}\frac{n\pi}{2H}z \cdot e^{-\frac{n^2\pi^2 C_v t}{4H^2}}\ (n = 1, 2, 3, \ldots) \qquad (10\text{–b.14})$$

A_n representa las constantes arbitrarias cuyo valor depende, en cada caso, del valor de n.

Para satisfacer la condición inicial a que se ha sujetado la solución del problema, es necesario considerar una suma infinita de funciones del tipo (10–b.14), pues claramente, ninguna suma finita de dichas funciones puede satisfacer dicha condición.

En efecto, para $t = 0$ el término exponencial de (10–b.14) es la unidad, de modo que la función tiene una ley de variación senoidal;

$$u = A_n \operatorname{sen}\frac{n\pi}{2H}z \qquad (10\text{–b.15})$$

Copyrighted material

Para $t = 0$, u tiene que ser constante e igual a Δp y se ve que ninguna suma finita de términos senoidales del tipo (10–b.15) puede dar una constante. Por lo tanto, u debe expresarse:

$$u = \sum_{n=0}^{n=\infty} A_n \operatorname{sen} \frac{n\pi}{2H} z \cdot e^{-\frac{n^2\pi^2 C_v t}{4H^2}} \qquad (10\text{–b.16})$$

La serie arriba escrita representa la solución del problema siempre y cuando los coeficientes A_n sean tales que se satisfaga la condición inicial. Para encontrar esos valores puede procederse como es normal en Teoría de Series de Fourier.[3]

Para $t = 0$, la ecuación (10–b.16) se reduce a:

$$u = \Delta p = \sum_{n=0}^{n=\infty} A_n \operatorname{sen} \frac{n\pi}{2H} z$$

Multiplicando ambos miembros por $\operatorname{sen} \frac{m\pi}{2H} z$ e integrando entre 0 y $2H$, se obtiene:

$$\Delta p \int_0^{2H} \operatorname{sen} \frac{m\pi}{2H} z dz = \sum_{n=0}^{n=\infty} A_n \int_0^{2H} \operatorname{sen} \frac{n\pi}{2H} z \operatorname{sen} \frac{m\pi}{2H} z dz \qquad (10\text{–b.17})$$

Desdoblando para mayor claridad:

$$\int_0^{2H} \operatorname{sen} \frac{m\pi}{2H} z dz = \left[-\frac{2H}{m\pi} \cos \frac{m\pi}{2H} z \right]_0^{2H} = -\frac{2H}{m\pi} \left[\cos m\pi - 1 \right] =$$

$$= -\frac{2H}{m\pi} [(-1)^m - 1] = \frac{2H}{m\pi} [1 - (-1)^m]$$

y la segunda integral da, para $n \neq m$.

$$\int_0^{2H} \operatorname{sen} \frac{n\pi}{2H} z \cdot \operatorname{sen} \frac{m\pi}{2H} \cdot z dz = \left[\frac{\operatorname{sen} \frac{\pi}{2H}(n-m) z}{\frac{\pi}{H}(n-m)} - \frac{\operatorname{sen} \frac{\pi}{2H}(n+m) z}{\frac{\pi}{H}(n+m)} \right]_0^{2H} =$$

$$= \left\{ \left[\frac{\operatorname{sen} \pi(n-m)}{\pi(n-m)} H - \frac{\operatorname{sen} \pi(n+m)}{\pi(n+m)} H \right] - [0-0] \right\} = 0$$

pues n y m son enteros, y sen $k\pi$ (k, entero) es siempre nulo.

Copyrighted material

Para $n = m$, la integral resulta:

$$\int_0^{2H} \operatorname{sen}^2 \frac{m\pi}{2H} z dz = \left[\frac{z}{2} - \frac{\operatorname{sen} \frac{m\pi}{H} z}{\frac{2m\pi}{H}} \right]_0^{2H} = \left\{ \left[H - \frac{\operatorname{sen} 2m\pi}{2m\pi} H \right] - [0-0] \right\} = H.$$

Volviendo con estos resultados a la ecuación (10–b.17), tiene:

$$\Delta p \frac{2H}{m\pi} [1-(-1)^m] = A_m H$$

Pues $A_m H$ es único término de la serie que permanece, siendo nulos todos los demás por ser en ellos $n \neq m$.

Despejando:

$$A_m = \frac{2\Delta p}{m\pi} [1-(-1)^m], \; m = (1, 2, 3, \ldots) \qquad (10\text{–b.18})$$

En la expresión anterior se tiene que A_m resulta nula para m par, y sólo las A_m con m impar, subsisten, valiendo:

$$A_m = \frac{4\Delta p}{m\pi} \quad (m = 1, 3, 5, \ldots \quad 2n+1, \ldots)$$

$$A_m = 0, \; (m = 2, 4, 6, \ldots, 2n, \ldots) \qquad (10\text{–b.19})$$

La solución (10–b.16) queda:

$$u = \sum_{n=\infty}^{n=0} A_m \operatorname{sen} \frac{m\pi}{2H} z \, e^{-\frac{m^2\pi^2 C_v t}{4H^2}}$$

Sustituyendo el valor de A_m y haciendo $m = 2n + 1$, para no tomar en cuenta los términos pares que son nulos, se tiene finalmente:

$$u = \Delta p \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{4}{(2n+1)\pi} \operatorname{sen} \frac{(2n+1)\pi}{2H} z \, e^{-\frac{(2n+1)^2\pi^2 C_v t}{4H^2}} \qquad (n = 1, 2, 3, \ldots)$$

(10–b.20)

que es la solución buscada.

Para que la solución buscada quede totalmente establecida faltaría entre algunos otros detalles, probar que la serie que la constituye converge, por lo menos para el intervalo de aplicación. No se considera necesario en este lugar proceder a la demostración de tal propiedad, que puede sin embargo verificarse en un tratado especializado.[3]

Copyrighted material

ANEXO X-c

Analogía termodinámica de los procesos de consolidación

La solución de los problemas de consolidación que hayan de satisfacer otras condiciones de frontera diferentes de las usadas en este capítulo, puede facilitarse comparando el problema con los análogos y ya mejor estudiados de flujo de calor. Esta analogía fue, en primer lugar, sugerida por el doctor Terzaghi.

Para flujo unidimensional de calor, por ejemplo el enfriamiento de una placa, la ecuación diferencial que gobierna el flujo calorífico es:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{K}{c\rho} \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \qquad (10\text{–c.1})$$

Donde:

T = temperatura,
t = tiempo,
K = coeficiente de conductividad,
c = calor específico,
ρ = densidad,
z = dimensión según la cual ocurre el flujo de calor.

La forma de la ecuación (10–c.1) es idéntica a la que gobierna el fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical y las teorías que se han desarrollado en el campo del calor son directamente aplicables a casos de consolidación, sin más que tener en cuenta los obvios cambios en la significación de los símbolos usados.

La ecuación (10–c.1) suele escribirse también:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \delta \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \qquad (10\text{–c.2})$$

Donde δ recibe el nombre de difusividad o coeficiente de difusión. Su equivalente en el campo de la consolidación es el coeficiente de consolidación, C_v; análogamente el coeficiente de conductividad térmica (K) tiene su equivalente en el de permeabilidad (k) y el calor específico (c) en el coeficiente de reducción volumétrica (m_v).

Si el calor fluye en tres dimensiones, la ecuación (10–c.2) se transforma en:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \delta \left[\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right]$$

o lo que es lo mismo:

Copyrighted material

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \delta \nabla^2 T \qquad (10\text{-}c.3)$$

En donde δ se considera constante.

Nótese que la analogía subsiste en problemas de consolidación con flujo bi y tridimensional (ver Anexo X-g).

ANEXO X-d

Relaciones aproximadas para representar el proceso de consolidación

El doctor Terzaghi descubrió que la curva teórica de la consolidación se aproxima mucho a una parábola en el intervalo comprendido entre $U = 0\%$ y $U = 50\%$ ó 60% de consolidación. La ecuación de esta parábola puede obtenerse si se considera un estrato de espesor infinito. Terzaghi y Fröhlich (1936) obtuvieron teóricamente una expresión que da el asentamiento en función del tiempo, cuando un incremento de presión Δp se aplica en la superficie de una masa de suelo homogénea y semi-infinita. La ecuación, de forma parabólica, es la siguiente:

$$S_t = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \Delta \bar{p} \sqrt{\frac{k\, a_v\, t}{(1+e)\,\gamma_w}} \qquad (10\text{–}d.1)$$

Donde:

S_t = asentamiento del estrato en el tiempo t,
$\Delta \bar{p}$ = sobrecarga colocada en la superficie del estrato.

Y todos los demás símbolos tienen los sentidos ya conocidos.

El asentamiento final del estrato de espesor infinito, debido a $\Delta \bar{p}$ es infinito, según la fórmula anterior, por lo que el término grado de consolidación en este caso carece de sentido.

Por otra parte, el asentamiento total ΔH, en un estrato de espesor finito H, debido a una sobrecarga $\Delta \bar{p}$, según ya se vio (X-11), es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H \qquad (10\text{–}53)$$

La evolución con el tiempo de los asentamientos del estrato de espesor infinito puede referirse al caso del estrato de espesor finito, considerando que el 100% de consolidación del primero se alcanza cuando se ha deformado ΔH, asentamiento total del estrato finito. Por supuesto que en el estrato infinito $U(\%)$ podrá tomar valores mayores del 100% (de hecho sin límite, ya que su asentamiento total no está acotado).

Copyrighted material

Dividiendo la expresión (10–d.1) entre la (10–53), se tiene:

$$\frac{S_t}{\Delta H} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \frac{\Delta \bar{p}}{\Delta e} \frac{1+e}{H} \sqrt{\frac{k\, a_v\, t}{(1+e)\gamma_w}} \qquad (10\text{–d.2})$$

Sustituyendo:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}} \text{ y } \frac{S_t}{\Delta H} = \frac{U(\%)}{100}$$

en la ecuación (10–d.2), se puede escribir:

$$\frac{U(\%)}{100} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sqrt{\frac{k(1+e)t}{a_v\, \gamma_w\, H^2}} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sqrt{T}$$

O, lo que es lo mismo:

$$T = \frac{\pi}{4} \left[\frac{U(\%)}{100} \right]^2 \qquad (10\text{–d.3})$$

La ecuación (10–d.3) es la de una parábola que representa muy aceptablemente el fenómeno de consolidación teóricamente considerado, hasta valores de $U(\%)$ del orden de 50 ó 60% para el estrato finito. Se puede concluir que la evolución del asentamiento correspondiente al estrato finito, hasta un 50-60% de consolidación es la misma que la de un estrato infinito, sujeta al mismo incremento de carga.

Una explicación gráfica para comprender el hecho de que las magnitudes de los asentamientos que tienen lugar en un estrato de espesor finito H y en otro de espesor infinito, son prácticamente iguales hasta el 50-60% de consolidación primaria del estrato finito, es la que se desprende de la Fig. X-d.1.

Considérese el estrato de espesor H y su distribución de presiones en el instante en que $U = 50\%$ (curva B). En el mismo instante, la curva

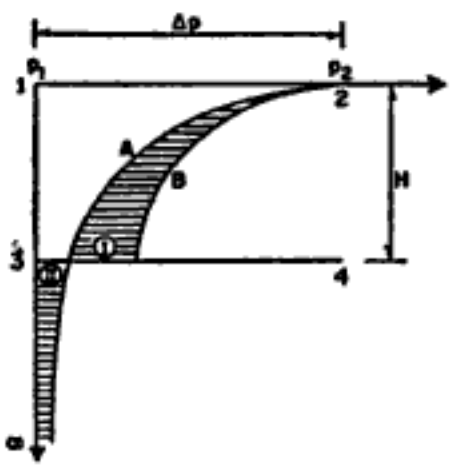


Figura X-d.1. Comparación de la distribución de presiones en un estrato finito y en otro infinito, para $U = 50\%$ en el estrato finito.

Copyrighted material

A representa la distribución de presiones efectiva y neutral en estrato infinito. La magnitud del asentamiento del estrato finito es proporcional al área situada a la izquierda de la curva *B* en el rectángulo 1-2-3-4. Análogamente el área de la zona a la izquierda de la curva *A* es una medida del asentamiento del estrato infinito. A la profundidad *H* el estrato se ha consolidado más que el infinito; abajo de *H* el estrato infinito se ha consolidado en un grado proporcional al área *II*. Al trazar las curvas *A* y *B* cuidadosamente resulta que las áreas *I* y *II* son prácticamente iguales. De esto se concluye que deben resultar prácticamente iguales también los asentamientos respectivos.

Al consolidarse el estrato finito más allá del 60%, el área *II* se hace notoriamente mayor que la *I* y los asentamientos dejan de ser iguales.

La conclusión práctica importante que se deriva de lo anterior es que los asentamientos de dos estratos finitos, con las mismas condiciones de drenaje, pero de diferente espesor, serán en la realidad prácticamente iguales hasta el instante en que el estrato de menor espesor alcance aproximadamente el 50% de consolidación primaria.

Al aplicar la solución de la ecuación diferencial de la consolidación (ecuación 10–39) a los problemas prácticos se ha observado que considerando el primer término de la serie se tiene un grado de aproximación suficiente, en todos los casos en que $U > 55\%$, aproximadamente.

Por lo tanto, la porción de la curva teórica adelante de tal límite, puede sencillamente expresarse con la ecuación:

$$U(\%) = 100\left[1 - \left\{\frac{8}{(2n+1)^2\pi^2}\varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2\pi^2 T}{4}}\right\}_{n=0}\right] \qquad (10\text{–d.4})$$

Lo cual puede escribirse:

$$U(\%) = 100\left[1 - \frac{8}{\pi^2}\varepsilon^{-\frac{\pi^2 T}{4}}\right] \qquad (10\text{–d.5})$$

y

$$\varepsilon^{-\frac{\pi^2 T}{4}} = \frac{\pi^2}{800}(100 - U)$$

Tomando logaritmos vulgares:

$$-\frac{\pi^2 T}{2.3 \times 4} = -\log\frac{800}{\pi^2} + \log(100 - U)$$

Despejando T y operando, se obtiene finalmente:

$$T = 1.781 - 0.933 \log(100 - U) \qquad (10\text{–d.6})$$

Expresando U como porcentaje.

La expresión (10–d.6) puede suplir a la relación teórica $U(\%) - T$, siempre que el grado de consolidación sea mayor que 55%.

Copyrighted material

Nótese que las expresiones aproximadas (10–d.3) y (10–d.6) se complementan en lo que se refiere a sus límites de aplicabilidad práctica.

ANEXO X-e

Discusión del efecto secundario

Aparte de las importantes ventajas que se tienen al trazar en forma semilogarítmica las curvas de consolidación discutidas en el cuerpo de este capítulo, en ese trazo se obtiene la ventaja adicional de que todas las observaciones pueden presentarse en una sola curva, aun cuando la

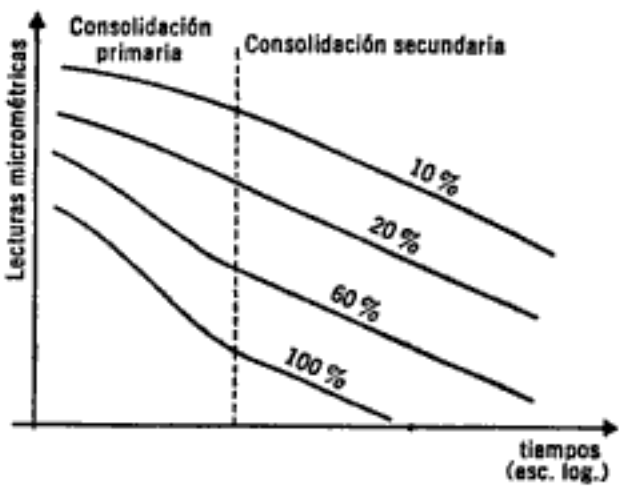


Figura X-e.1. Comparación de las curvas de consolidación secundaria usando diferentes incrementos de carga.

prueba se prolongue durante meses, con fines de investigación. Estas observaciones largas se han realizado sobre un gran número de tipos de suelo, encontrándose en muchos casos que el efecto secundario está representado, en ese trazado, por una línea prácticamente recta. La pendiente de esta línea, que es una medida de la intensidad del efecto secundario, depende de varios factores que se discutirán brevemente a continuación.

La intensidad del efecto secundario a lo largo del tramo virgen de la curva de compresibilidad, es decir, cuando actúan presiones que el material nunca soportó anteriormente, es relativamente grande para suelos inalterados. Durante un proceso de descarga, por el contrario, el efecto secundario es generalmente despreciable. A lo largo del tramo de recompresión la intensidad del efecto secundario es normalmente del orden de un tercio de las intensidades observadas bajo las presiones correspondientes al tramo virgen.

Puesto que la compresión secundaria representa esencialmente un reacomodo adicional de la estructura interna del suelo después de que la mayor parte de la carga ha sido transferida del agua a la materia

Copyrighted material

sólida, debe esperarse que las velocidades de esta compresión secundaria dependan del esfuerzo efectivo, siendo independientes de la magnitud del incremento precedente de carga aplicado para alcanzar ese esfuerzo efectivo y del espesor del estrato de suelo. Las conclusiones anteriores tienen verificación experimental en las pruebas efectuadas. En la Fig. X-e.1, se han trazado curvas de consolidación análogas a las que realmente se obtienen, para un mismo suelo al que se lleva a una misma carga final, pero empleando incrementos de presión diferentes. Por ejemplo, si la carga final es en todos los casos de 1 kg/cm², en la curva marcada con 10% se llegó a esa presión con un último incremento de 90 g/cm², teniendo antes el suelo una presión, bajo la que estaba consolidado, de 910 g/cm² y en la curva marcada con 100% se aplicó al suelo 0.5 kg/cm², teniendo previamente 0.5 kg/cm² como presión de consolidación.

Puede observarse que cuanto menor es el incremento de carga, en porcentaje de la carga precedente aplicada, menos clara resulta la transición entre los efectos primario y secundario. Para porcentajes decrecientes de incremento de presión, la concavidad es menor, desapareciendo en una curva trazada con un incremento próximo a un 20%; para el incremento de 10% la curvatura se invierte, transformándose en convexa. En todos los casos, la compresión secundaria está representada por líneas rectas paralelas aproximadamente. Los porcentajes anotados en la Fig. X-e.1 son únicamente ejemplos ilustrativos.

La apariencia del conjunto de curvas puede ser distinta en otros suelos, dependiendo de la intensidad de la consolidación secundaria; sin embargo, en todos los casos se mantiene la tendencia general.

La conclusión práctica de las consideraciones anteriores estriba en que en una prueba de consolidación deberán usarse incrementos de carga lo más grandes posibles, con el objeto de obtener curvas de con-

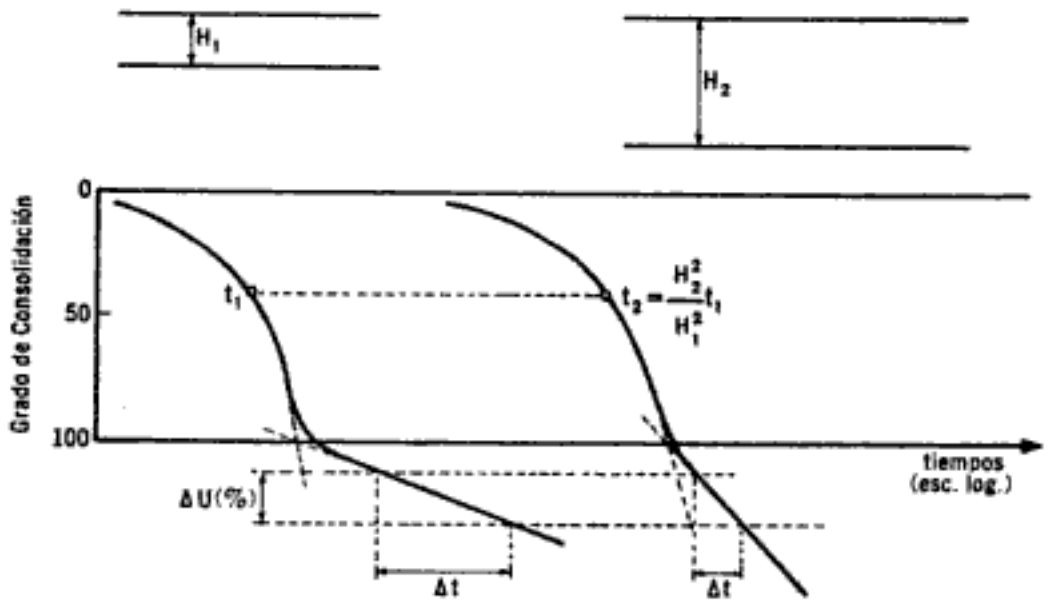


Figura X-e.2. Efecto del espesor del estrato en la velocidad del proceso de consolidación secundaria.

Copyrighted material

Hidden page

de tal manera que para cada $\Delta U(\%)$ los correspondientes Δt sean los mismos, la nueva ley obtenida para representar la compresión secundaria del espesor H_2 será una línea ligeramente curva, con concavidad hacia arriba, que tiende a ser asintótica a la línea recta original; todo esto es una consecuencia de las propiedades de la escala logarítmica usada para los tiempos. Para propósitos prácticos, sin embargo, puede normalmente suponerse que ambas representaciones son rectas, siempre y cuando no se extrapolen a varios ciclos de la escala del tiempo, sin tomar en cuenta la ligera curvatura que evita que esas curvas se corten.

Cuando se investigan los asentamientos de estructuras que descansan sobre mantos profundos de arcillas inorgánicas, la compresión secundaria es de escasa significación práctica ya que la primaria puede necesitar varias décadas para desarrollarse. La velocidad y asentamiento tras un período de tal magnitud se reduce a un valor tan pequeño, que suele carecer de importancia ingenieril. Cuando se observan curvas de asentamiento del tipo de las de la Fig. X-e.1 se debe tener siempre presente que el tiempo está en escala logarítmica, por lo que la pendiente de la línea de consolidación secundaria da una impresión desorientadora de la velocidad real de asentamiento. Por ejemplo, durante el período de los 100 a los 1,000 años después de la construcción de una obra, el asentamiento pudiera no ser mayor del 10% del ocurrido durante los 10 primeros años.

El efecto de la compresión secundaria aumenta con el contenido de materia orgánica de un suelo; ésta es una razón por la cual la consolidación primaria de las arcillas orgánicas se desvía más de la curva teórica que la de las inorgánicas. Hay, sin embargo, otra razón responsable de esa mayor desviación y es que en las arcillas orgánicas C_v y e varían grandemente, en contraposición con las hipótesis de la Teoría.

Para suelos altamente orgánicos y a la vez bastante porosos, tales como la turba, la compresión primaria ocurre normalmente en forma simultánea con la aplicación de la carga, Por lo tanto, en el caso de un terraplén construido sobre un depósito de turba, en que interese conocer el progreso del asentamiento ocurrido una vez terminada la estructura, se necesitará prestar especial atención a la consolidación secundaria, pues el asentamiento se deberá a ella, casi en su totalidad.

ANEXO X-f

Otros casos importantes de consolidación de estratos horizontales de arcilla

En el cuerpo de este capítulo se ha analizado el fenómeno de la consolidación unidimensional con flujo vertical con dos condiciones de drenaje (por una o las dos caras del estrato) y una cierta condición inicial (si $t = 0$, $u = \Delta p$ para $0 < z < 2H$).

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

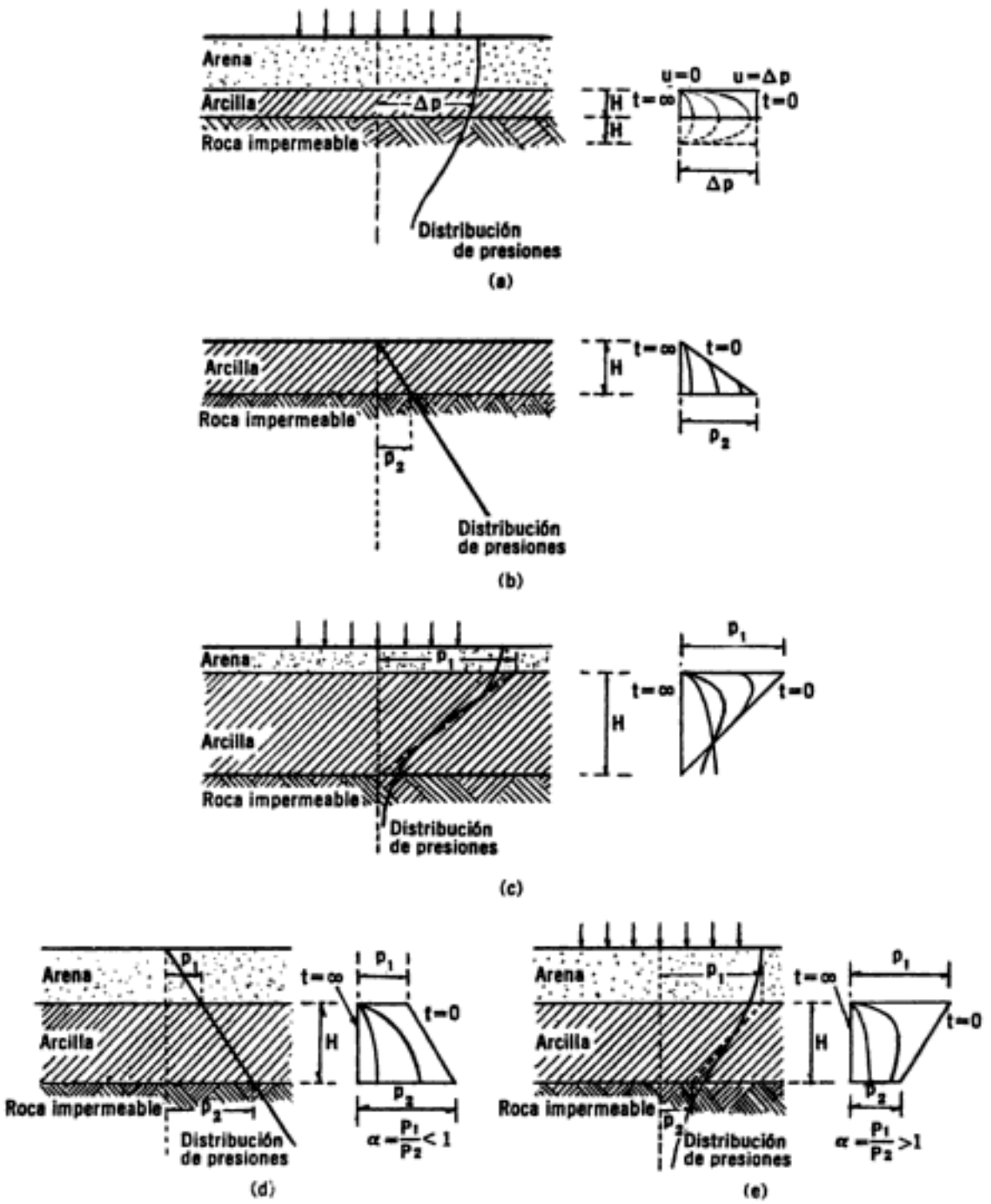


Figura X-f.2. Consolidación de un estrato arcilloso, drenado por una sola cara, sujeto a distintas condiciones iniciales.

Copyrighted material

TABLA 10–f.1 (según A. W. Skempton)

T	$U(\%)$*	$U_b(\%)$	$U_c(\%)$	$(U-U_b)(\%)$
0.004	7.1	0.8	13.5	6.3
0.008	10.1	1.6	18.6	8.5
0.012	12.4	2.4	22.3	10.0
0.020	16.0	4.0	27.9	12.0
0.028	18.9	5.6	32.2	13.3
0.036	21.4	7.2	35.6	14.2
0.048	24.7	9.6	39.8	15.1
0.060	27.6	12.0	43.3	15.6
0.072	30.3	14.4	46.2	15.9
0.100	35.7	19.7	51.6	16.0
0.125	39.9	24.4	55.4	15.5
0.167	46.1	31.8	60.5	14.3
0.200	50.4	37.0	63.8	13.4
0.250	56.2	44.3	68.2	11.9
0.300	61.3	50.8	71.9	10.5
0.350	65.8	56.5	75.2	9.3
0.400	69.8	61.5	78.0	8.3
0.500	76.4	70.0	82.9	6.4
0.600	81.6	76.5	86.6	5.1
0.800	88.7	85.7	91.8	3.0
1.000	93.1	91.3	95.0	1.8
2.000	99.4	99.3	99.6	0.1
∞	100.0	100.0	100.0	0

* $U(\%)$ es el correspondiente a la relación teórica de la tabla 10-1.

Copyrighted material

Según se indicó, el caso (*a*) de la Fig. X-f.2 es el estudiado anteriormente en el cuerpo de este capítulo, y los valores de la tabla 10-1 le son aplicables (pág. 274).

Para el caso (*b*) son válidos los valores de U_b que aparecen en la tabla 10-f.1; estos valores y la tabla en general fueron obtenidos por A. W. Skempton. Desde luego en este caso el espesor efectivo del estrato es igual al total.

El caso (*c*) puede resolverse también con los valores de U_c de la misma tabla 10–f.1.

Los casos (*d*) y (*e*) de la Fig. X-f.2 pueden resolverse aprovechando la propiedad de que las áreas de la distribución de presiones en exceso de la hidrostática son aditivas, en lo referente al problema de la consolidación. Así en el caso (*d*) (Fig. X-f.3) puede descomponerse el diagrama en dos, uno con distribución uniforme y otro siguiendo una

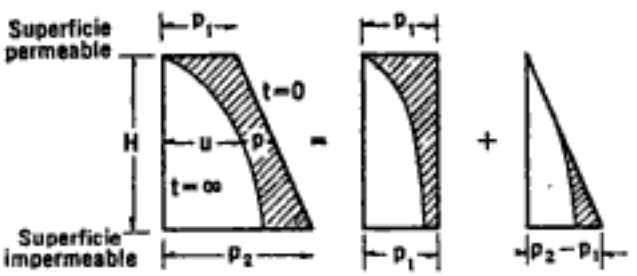


Figura X-f.3. Distribución de presiones para el caso d) de la fig. X-f.2.

ley triangular del tipo de la del caso (*b*) de la Fig. X-f.2. El grado de consolidación U_d de este caso podrá así expresarse en función de U y de U_b. En efecto, recordando la definición de grado de consolidación se tendrá que U_d, U y U_b estarán dados por las relaciones de las respectivas áreas rayadas a las totales: el área rayada de la figura trapecial será, en todo momento, la suma de las áreas rayadas de las figuras rectangular y triangular. Cada área rayada será entonces el producto del grado de consolidación por el área total de cada diagrama. Aplicando la ley de aditividad ya mencionada, podrá escribirse:

$$U_d \frac{p_1+p_2}{2} H = U p_1 H + U_b \frac{p_2-p_1}{2} H$$

De donde:

$$U_d = \frac{2p_1}{p_1+p_2} U + \frac{p_2-p_1}{p_1+p_2} U_b$$

Lo cual aún puede escribirse en la forma:

$$U_d = U - \frac{p_2-p_1}{p_1+p_2} U + \frac{p_2-p_1}{p_1+p_2} U_b$$

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

Hidden page

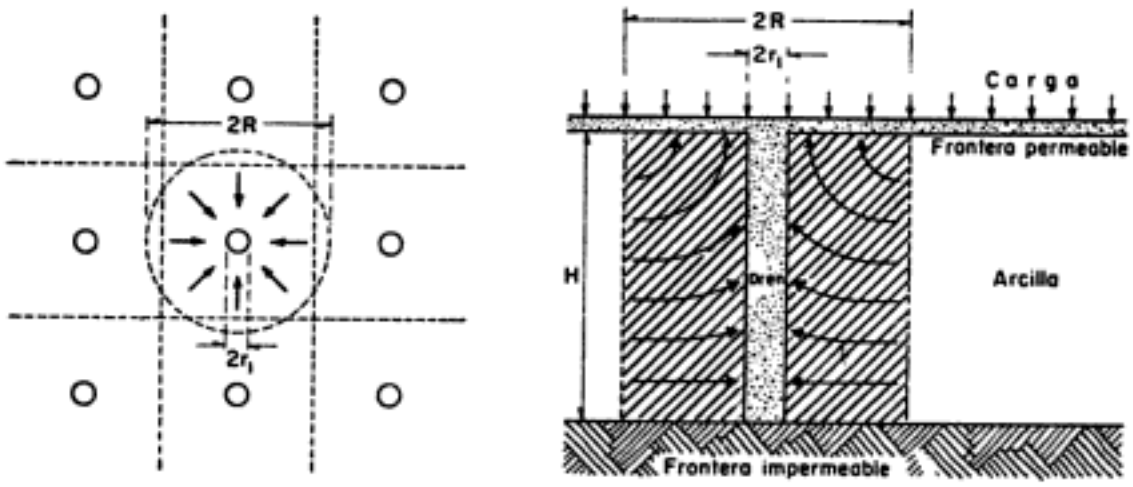


Figura X-g.1. Esquema de la disposición de drenes verticales de arena para acelerar un proceso de consolidación.

Como ilustración se analizará un caso importante de consolidación vertical con flujo tridimensional. Es sabido que como un modo de acelerar la consolidación de un estrato cargado de arcilla se recurre a la colocación de drenes cilíndricos verticales de arena en el estrato. El agua fluye entonces por efecto de la sobrecarga hacia esos drenes, dando lugar a un flujo horizontal radial, simétrico respecto al eje del dren, dentro de su volumen de influencia. Además, persiste el flujo hacia arriba, según la vertical. La Fig. X-g.1 representa esquemáticamente la colocación de los drenes.

En realidad el volumen tributario de cada pozo es prismático, pero resulta ventajoso, desde el punto de vista del cálculo, considerarlo como un cilindro circular recto de misma área transversal. Las fronteras del prisma funcionan como superficies impermeables por no haber flujo a su través, lo cual se extiende en los cálculos al cilindro equivalente. Con estas hipótesis, el flujo resulta simétrico respecto al eje longitudinal del pozo. Se considera el suelo anisótropo por lo que podrá aplicarse la ecuación:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{v_r}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}\right) + C_{v_z}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \qquad (10\text{–g.8})$$

Las condiciones inicial y de frontera son respectivamente:

$$u = \Delta p, \text{ para } t = 0 \text{ y } \begin{cases} 0 < z < H \\ r_1 < r < R \end{cases}$$

$$u = 0, \text{ para } z = 0 \text{ ó } r = r_1$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = 0, \text{ para } z = H$$

$$\frac{\partial u}{\partial r} = 0, \text{ para } r = R$$

Copyrighted material

La ecuación (10–g.8) y las condiciones señaladas establecen totalmente el problema propuesto.

Para el caso de un suelo isótropo, el doctor N. Carrillo[5] demostró que la solución de la ecuación (10–g.8) podía expresarse como el producto de las soluciones de las ecuaciones diferenciales correspondientes una a flujo sólo radial y otra a flujo sólo vertical. Esto puede extenderse al caso de la ecuación (10–g.8) según hizo notar Terzaghi.[4] Así el problema se reduce a resolver dos ecuaciones diferenciales con sus correspondientes condiciones de frontera.

La ecuación:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{v_z} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \qquad (10\text{–g.}10)$$

con las condiciones:

$$\text{Inicial:} \quad u = \Delta p, \ \text{para} \quad t = 0 \quad \text{y} \quad 0 < z < H$$

$$\text{De frontera:} \quad u = 0, \ \text{para} \quad z = 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = 0, \ \text{para} \quad z = H$$

y la ecuación:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{v_r}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}\right) \qquad (10\text{–g.}11)$$

con las condiciones:

$$\text{Inicial:} \quad u = \Delta p, \ \text{para} \quad t = 0 \quad \text{y} \quad r_1 < r < R$$

$$\text{De frontera:} \quad u = 0, \ \text{para} \quad r = r_1$$

$$\frac{\partial u}{\partial r} = 0, \ \text{para} \quad r = R$$

La ecuación (10–g.10) con las condiciones señaladas es la clásica de Terzaghi, ya resuelta en el cuerpo de este capítulo. Su solución será: $u_z = f(z, t)$. Pudiéndose escribir la relación:

$$U_z(\%) = 100\, f(T)$$

U_z es el grado de consolidación ya definido y T el factor tiempo usual:

$$T = \frac{C_{v_z}}{H^2} t$$

La ecuación (10–g.11) con sus condiciones fue resuelta por Rendulic,[6] quien demostró que la relación entre el tiempo y el grado de consolidación ($U_r\%$) en este fenómeno, puede expresarse por la relación:

$$U_r(\%) = 100\, F(T_r) \qquad (10\text{–g.}12)$$

Copyrighted material

T_r es un factor tiempo definido para el flujo radial como:

$$T_r = \frac{C_{v_r}}{4R^2} t \qquad (10\text{–g.13})$$

El valor de $F(T_r)$ depende de la relación R/r_1 que se tenga en la práctica. En la Fig. X-g.2 se presentan las gráficas de dos de estas funciones, correspondientes a valores $R/r_1 = 10$ y 100.[6]

El doctor Terzaghi,[4] considerando la metodología introducida por el doctor N. Carrillo, dedujo fácilmente la relación:

$$100 - U = \frac{1}{100}(100 - U_r)(100 - U_z) \qquad (10\text{–g.14})$$

Donde U es el grado de consolidación total del estrato, considerando la superposición de las dos condiciones de flujo. Todos los grados de consolidación de la ecuación (10–g.14) se dan en tantos por ciento.

Para obtener el grado de consolidación $U(\%)$ del estrato sujeto a flujo tridimensional, en un cierto tiempo t, deberán primeramente calcularse los U_z y U_r correspondientes a flujo vertical y radial.

Para obtener U_z se calculará primeramente T para el tiempo t, usando la Teoría de Terzaghi con la relación teórica de la tabla (10-1).

Análogamente se calculará U_r con la fórmula (10–g.13) y las curvas de la Fig. (10–g.2) usando el valor de R/r_1 apropiado.

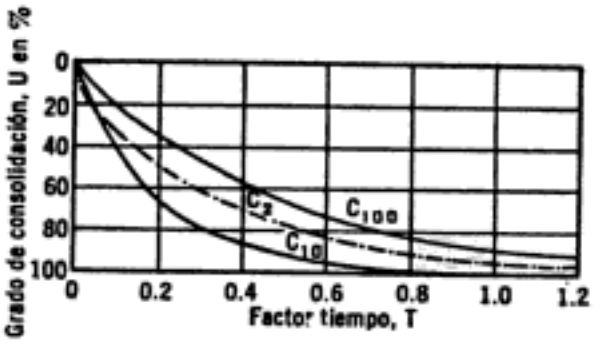


Figura X-g.2. Curvas teóricas de consolidación unidimensional con flujo radial. (Basadas en la solución de Rendulic.)

Una vez efectuados esos cálculos, la ecuación (10–g.14) resuelve el problema.

Comparando $U(\%)$ con $U_z(\%)$ se tendrá una idea de la influencia de la colocación de los drenes verticales de arena en el proceso de consolidación del estrato.

ANEXO X-h

Problemas resueltos

1. Un depósito de arena muy fina tiene 12 m de espesor. El N.A.F. está a 4 m de profundidad, pero sobre él la arena está saturada por

Copyrighted material

capilaridad. El peso específico de la arena saturada es 1,800 kg/m³. ¿Cuál es la presión efectiva vertical sobre un plano horizontal a la profundidad de 12 m?

Solución:

La presión total a 12 m será $p_{12} = 12\,\text{m} \times 1.8\,\text{t/m}^3 = 21.6\,\text{t/m}^2$.
La presión hidrostática a 12 m, con el N.A.F. a 4 m, será:

$$u_h = (12-4) \times 1\,\frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 8\,\text{t/m}^2.$$

La presión efectiva, será:

$$\bar{p}_{12} = p_{12} - u_h = 21.6-8 = 13.6\,\frac{\text{t}}{\text{m}^2}.$$

Los diagramas de presiones aparecen en el esquema operativo.

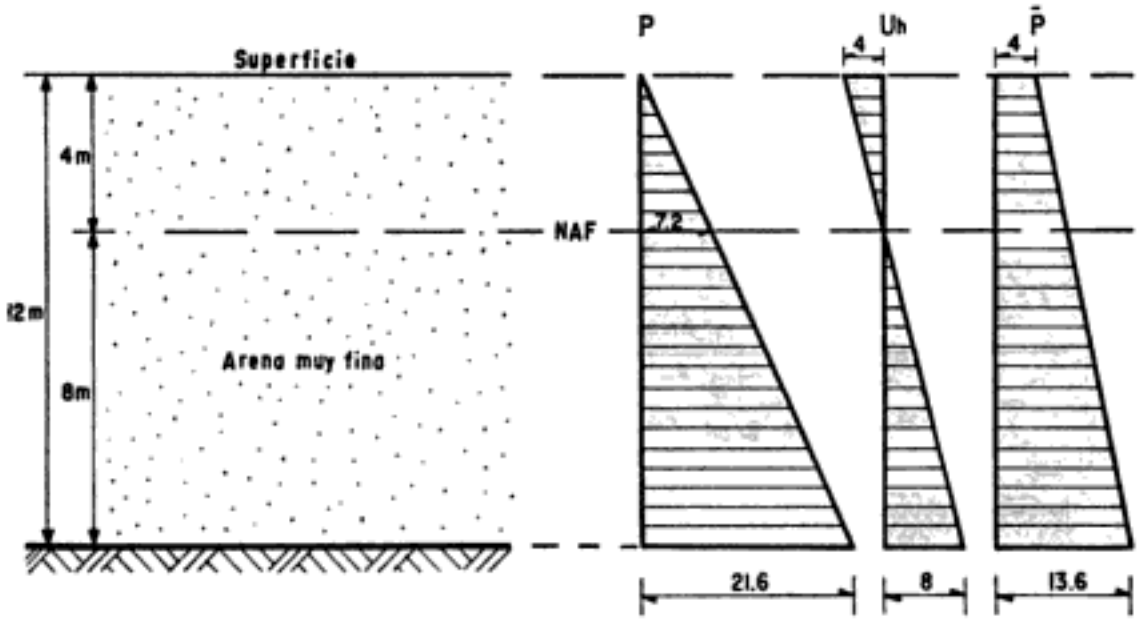


Figura X-h.1. Esquema operativo.

2. Un estrato de arcilla con el N.A.F. en su superficie tiene un espesor de 50 m. El contenido de agua medio es de 54% y el peso específico relativo de sus sólidos 2.78. Calcule la presión efectiva vertical debida al peso de la arcilla en la base del estrato, supuesto que el agua se encuentra en condición hidrostática.

Solución:

Cálculo del peso específico de la arcilla con la fórmula (3–14), de suelo saturado:

$$\gamma_m = s_s\gamma_0\,\frac{1+w}{1+ws_s} = 2.78\,\frac{1.54}{1+0.54\times 2.78} = 1.71\,\text{t/m}^3.$$

Copyrighted material

Hidden page

También con el peso específico sumergido de la arcilla.
La presión efectiva a 30 m será:

$$\bar{p}_{30} = 15 + 7 + 6 = 28\ \text{t/m}^2.$$

4. En el depósito de la Fig. X-h.3, el N.A.F. estaba originalmente en la superficie del terreno. Después bajó 5 m, de manera que el grado de saturación de la arena sobre el nuevo N.A.F. llegó a ser de 20% en promedio. Calcule la presión vertical efectiva por peso propio en el centro del estrato de arcilla, antes y después del movimiento del N.A.F.

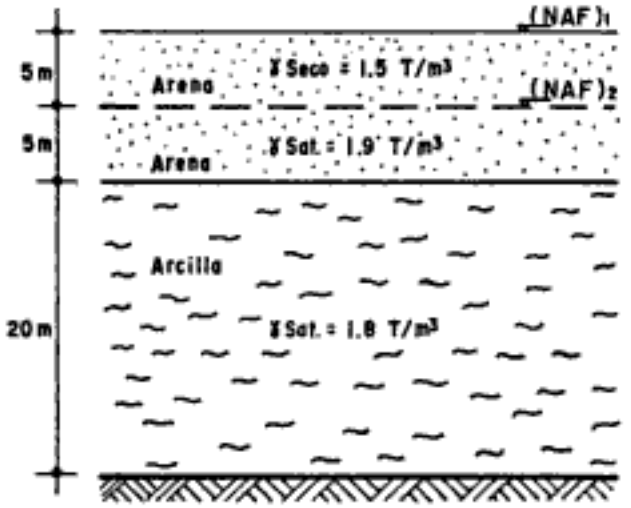


Figura X-h.3. Esquema operativo.

Solución:

a) Con el N.A.F. en la superficie:

$$\bar{p}_{30} = 10\,\text{m} \times 0.9\,\text{t/m}^3 + 10\,\text{m} \times 0.8\,\text{t/m}^3 = 17\,\text{t/m}^2.$$

Tomando los pesos específicos sumergidos.

b) Con el N.A.F. descendido:

Ha de calcularse el nuevo peso específico de la arena con G_w de 20%. En la arena:

$$\gamma_{sat} = \frac{s_s + e}{1 + e}\gamma_0 \qquad (3\text{–}13)$$

$$\gamma_{seco} = \frac{s_s}{1 + e}\gamma_0$$

Obtenida de la expresión (3–13) y la definición de γ_d.

Copyrighted material

Entonces:

$$\left.\begin{aligned} 1.9 &= \frac{s_s+e}{1+e}\gamma_0 \\ 1.5 &= \frac{s_s}{1+e}\gamma_0 \end{aligned}\right\} \therefore \quad \begin{aligned} e &= 0.67 \\ s_s &= 2.51 \end{aligned}$$

Con la fórmula (3–17):

$$G_w = \frac{ws_s}{e} = \frac{2.51}{0.67}w = 0.2.$$

Resulta: $w = 5.3\%$ en la arena sobre el nuevo N.A.F. Con la fórmula (3–15):

$$\gamma_m = \frac{1+w}{1+e}\gamma_s = \frac{1.053}{1.67}s_s\,\gamma_0 = \frac{1.053}{1.67} \times 2.51 = 1.58\ \text{t/m}^3.$$

Que es el peso específico de la arena sobre el N.A.F. abatido.

La presión efectiva a 20 m resulta:

$$\bar{p}_{20} = 5\ \text{m} \times 1.58\ \text{t/m}^3 + 5\ \text{m} \times 0.9\ \text{t/m}^3 + 10\ \text{m} \times 0.8\ \text{t/m}^3 = 7.9 + 4.5 + 8.0 = 20.4\ \text{t/m}^2.$$

Al abatirse el N.A.F. en 5 m, la presión efectiva a 20 m de profundidad se elevó de 17 a 20.4 t/m².

5. Los esquemas de la Fig. X-h.4 presentan una serie de muestras de arena alojadas en cilindros verticales de vidrio y sostenidas por placas porosas permeables. Trácense, a escala, los diagramas de presiones totales, neutrales y efectivas en cada uno de los siete casos ilustrados. Obtenga las fórmulas para los esfuerzos neutrales y efectivos en las caras inferiores de todas las muestras y, además, para la cara superior de la muestra IV, a la profundidad d bajo la superficie, en la muestra V y en la frontera entre las dos capas de arena en las muestras VI y VII. Exprese estas fórmulas en función de las dimensiones mostradas en los esquemas y de γ_m de la arena y γ_w.

Solución:

Caso I. Cara inferior.

$$u = (D+L)\gamma_w$$

$$\bar{p} = p - u = D\,\gamma_w + \gamma_m L - (D+L)\,\gamma_w = (\gamma_m - \gamma_w)L = \gamma'_m L$$

Copyrighted material

Hidden page

Caso II. Cara inferior.

$$u = (D+L+h_1)\gamma_w$$
$$\bar{p} = p - u = D\gamma_w + \gamma_m L - (D+L+h_1)\gamma_w =$$
$$= (\gamma_m - \gamma_w)L - h_1\gamma_w = \gamma'_m L - h_1\gamma_w$$

Caso III. Cara inferior.

$$u = (D+L-h_2)\gamma_w$$
$$\bar{p} = p - u = D\gamma_w + \gamma_m L - (D+L-h_2)\gamma_w =$$
$$= (\gamma_m - \gamma_w)L + h_2\gamma_w =$$
$$= L\gamma'_m + h_2\gamma_w.$$

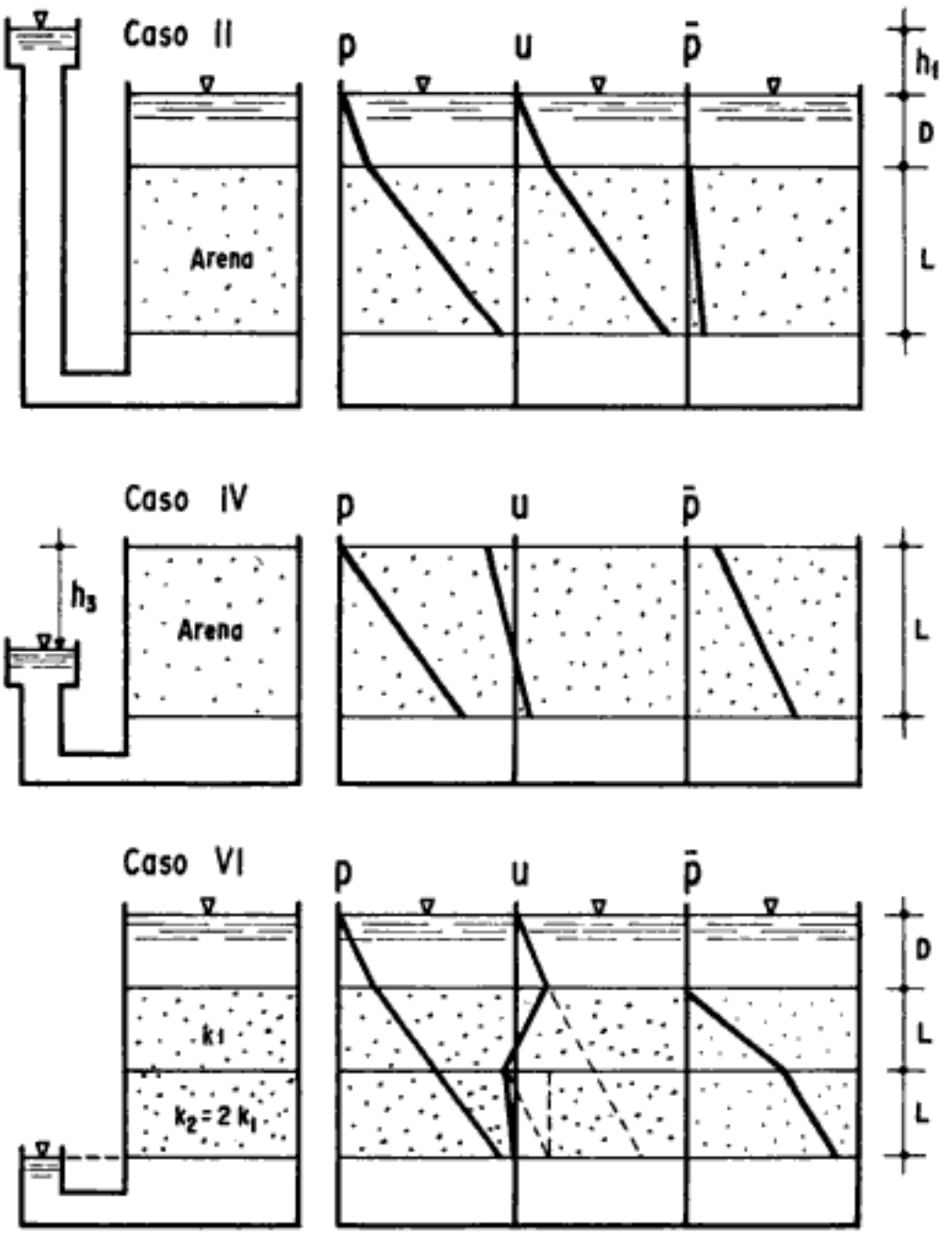
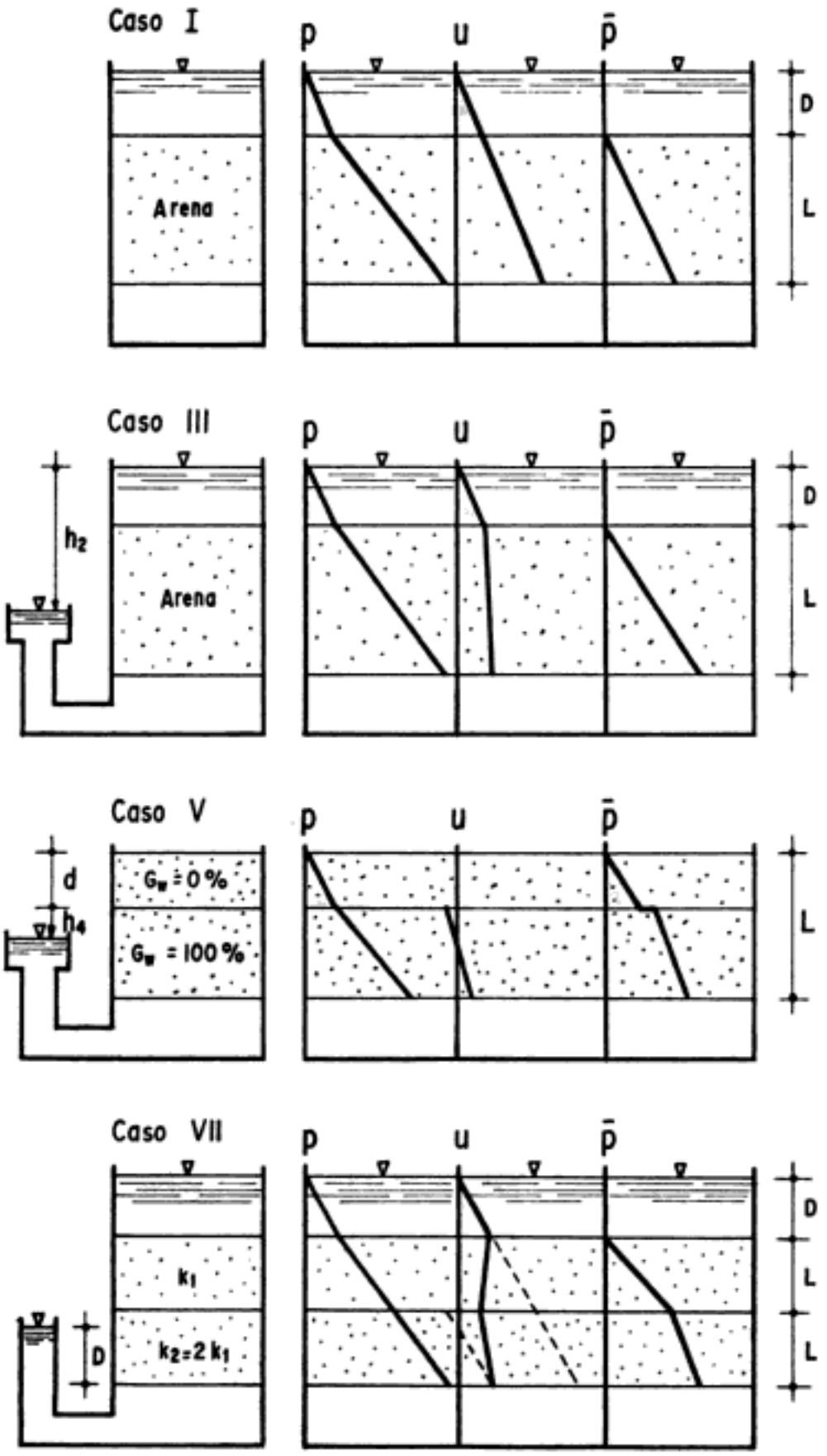


Figura X-h.5. Esquema operativo.

Copyrighted material



Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

$$(a_v)_B = \frac{0.612-0.597}{0.6} = 0.025$$

$$(m_v)_A = \frac{0.111}{1.572} = 0.0710$$

$$(m_v)_B = \frac{0.025}{1.612} = 0.0155$$

$$\frac{t_A}{t_B} = \frac{1}{3} = \frac{(m_v)_A H_A^2 k_B}{(m_v)_B H_B^2 k_A}$$

$$\therefore \frac{k_A}{k_B} = 1.5^2 \times \frac{0.0710}{0.0155} \times 3 = 31.$$

8. Determine el coeficiente medio de permeabilidad, corregido para 20°C, para el siguiente incremento de consolidación de una muestra de arcilla.

$$p_1 = 1.5 \text{ kg/cm}^2, \; e_1 = 1.30.$$
$$p_2 = 3.0 \text{ kg/cm}^2, \; e_2 = 1.18.$$

Altura de la muestra: 2.5 cm. (Drenada por ambas caras.)

$$t_{50} = 20 \text{ min.}$$

Acepte la siguiente ley de variación del coeficiente de permeabilidad y la viscosidad cinemática del agua con la temperatura:

$$k_{20°C} = k_{t°C} \frac{\eta_{t°C}}{\eta_{20°C}}$$

Considere: $\eta_{20°C} = 10.09$ milipoises.

$\eta_{23°C} = 9.38$ milipoises.

Solución:

$\Delta\bar{p} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$; $\Delta e = 0.12$.

$2H = 2.5$ cm; $H = 1.25$ cm (espesor efectivo).

$t_{50} = 20 \text{ min} = 1{,}200$ seg.

Se tiene:

$$k = \frac{a_v H^2 \gamma_w}{5(1+e)t_{50}} \qquad (10\text{–}52)$$

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}} = \frac{0.12}{1.5} = 0.08 \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}}$$

Copyrighted material

$$\therefore\ k = \frac{0.08 \times (1.25)^2 \cdot 10^{-3}}{5(1+1.30)\cdot 1{,}200} = 0.9 \times 10^{-8}\ \frac{\text{cm}}{\text{seg}}\ (\text{A } 23°\text{C})$$

$$k_{20°C} = k_{23°C}\frac{\eta_{23°C}}{\eta_{20°C}}.$$

$$\therefore\ k_{20°C} = 0.9 \times 10^{-8}\frac{9.38}{10.09} = 0.84 \times 10^{-8}\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

9. En una prueba de consolidación de una muestra de arcilla inalterada se obtuvieron los siguientes resultados:

$$p_1 = 1.65\ \text{kg/cm}^2,\quad e_1 = 0.895$$
$$p_2 = 3.10\ \text{kg/cm}^2,\quad e_2 = 0.732.$$

El valor medio del coeficiente de permeabilidad de la arcilla en este intervalo de presiones es de 3.5×10^{-9} cm/seg. La presión media en el estrato real de arcilla se incrementa precisamente de 1.65 kg/cm² a 3.10 kg/cm². Utilizando la curva teórica de consolidación $(U\%-T)$, calcule y trace la disminución del espesor, en función del tiempo, de un estrato de esta arcilla de 10 m de espesor, el cual está drenado.

a) Solamente por su cara superior.
b) En su cara superior y a una profundidad de 3 m por un estrato horizontal de arena de pequeño espesor, el cual proporciona drenaje libre.

Solución:

El asentamiento total será (Ec. 10–53)

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_1}\,H = \frac{0.163}{1.895}10 = 0.86\ \text{m}.$$

a) El asentamiento ocurrido en un tiempo t será (Ec. 10–55)

$$S_t = \frac{1}{100}U(\%)\Delta H$$

El valor de $U(\%)$ es función del factor tiempo T, el cual está dado por la (Ec. 10–41):

$$T = \frac{k(1+e)t}{a_v\,\gamma_w\,H^2}$$

en donde:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}} = \frac{0.163}{1.45} = 0.1125\ \text{cm}^2/\text{kg}.$$

Copyrighted material

Sustituyendo valores para encontrar T:

$$T = \frac{3.5 \times 10^{-8}\ \text{cm/seg} \times 1.895 \times 365 \frac{\text{día}}{\text{año}} \times 86{,}400 \frac{\text{seg}}{\text{día}} t\ \text{años}}{0.1125\ \text{cm}^2/\text{kg} \times 10^{-3}\ \text{kg/cm}^3 \times 1{,}000^2\ \text{cm}^2}$$

$$T = 1.85 \times 10^{-3}\, t\ \text{años}.$$

El cálculo numérico y trazado del asentamiento se deja al lector, dando valores a t, para obtener los correspondientes de $U\%$ y, a partir de ellos, los valores de los asentamientos parciales.

b) En este caso el asentamiento en un tiempo t estará dado por la suma de los asentamientos parciales de un estrato doblemente drenado de 3 m de espesor y otro simplemente drenado de 7 m de espesor.

Los asentamientos parciales totales serán:

$$\Delta H_1 = \frac{3}{10}\Delta H = \frac{3}{10} \times 0.86 = 0.26\ \text{m}.$$

$$\Delta H_2 = \frac{7}{10}\Delta H = \frac{7}{10} \times 0.86 = 0.60\ \text{m}.$$

Entonces:

$$S_t = S_{t_1} + S_{t_2} = \frac{1}{100} U_1(\%)\ \Delta H_1 + \frac{1}{100} U_2(\%)\ \Delta H_2$$

en donde $U_1(\%)$ y $U_2(\%)$ son funciones de los factores tiempo T_1 y T_2 respectivamente, con:

$$T_1 = \frac{k(1+e)t}{a_v \gamma_w H_1^2} = T\left(\frac{H}{H_1}\right)^2$$

$$= 1.85 \times 10^{-3} \times \left(\frac{10}{1.5}\right)^2 \times t\ \text{años}$$

$$= 8.2 \times 10^{-2}\, t\ \text{años}.$$

Similarmente:

$$T_2 = \frac{k(1+e)t}{a_v \gamma_w H_2^2} = T\left(\frac{H}{H_2}\right)^2$$

$$= 1.85 \times 10^{-3}\, t\ \text{años} \times \left(\frac{10}{7}\right)^2$$

$$= 3.8 \times 10^{-3}\, t\ \text{años}.$$

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

En general:

$$\frac{1+e}{1+e_0} = \frac{V}{V_0} = \frac{AH}{AH_0} = \frac{H}{H_0}$$

De donde:

$$e = (1+e_0)\frac{H}{H_0} - 1 = 2.02\frac{H}{H_0} - 1.$$

Por medio de esta última ecuación pueden obtenerse las relaciones de vacíos correspondientes a las distintas lecturas del micrómetro.

El cálculo numérico y trazo de la curva $e-\bar{p}$ en escalas aritmética y semilogarítmica se dejan al lector.

b) De la gráfica $e-\bar{p}$ en escala semilogarítmica puede obtenerse la carga de preconsolidación, que resulta ser $p_c = 1.25$ kg/cm².

c) De la misma gráfica $e-\bar{p}$ en escala semilogarítmica se obtiene que:

$$C_c = 0.29$$
$$C_s = 0.06.$$

d) El trazo de estas curvas se deja al lector.

e) De las gráficas correspondientes se obtiene que:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}} = 0.029 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} = 0.016 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$k = \frac{m_v \gamma_w H^2}{5\, t_{50}} = 1.3\ 10^{-8} \text{ cm/seg}$$

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = 8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

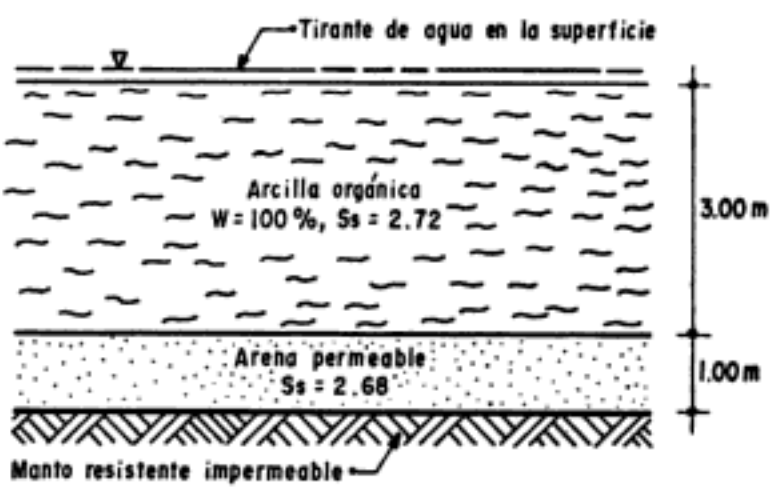


Figura X-h.7. Esquema explicativo.

Copyrighted material

11. Una zona pantanosa será aprovechada para un conjunto habitacional. Varios sondeos efectuados indicaron las siguientes condiciones del subsuelo.

Antes de rellenar la zona se consolidará la arcilla orgánica blanda, bajando la superficie piezométrica en la arena por medio de pozos de bombeo instalados a lo largo del perímetro del sitio y profundizados hasta dicho estrato permeable.

Trace los diagramas de esfuerzos totales, neutrales y efectivos en el estrato de arcilla, estimando los valores numéricos para las caras superior e inferior de dicho estrato, para cada uno de los casos siguientes:

a) Para la condición inicial de equilibrio; a saber, unos cuantos centímetros de tirante de agua sobre la superficie del terreno y la superficie piezométrica del estrato de arena coincidiendo con la superficie del agua del pantano.

b) Suponiendo que la superficie piezométrica en la arena ha sido abatida hasta el nivel de la cara superior del estrato de arena y que todavía unos centímetros de tirante de agua cubren la superficie del terreno.

1. Antes de que tenga lugar cualquier consolidación.
2. Después de completarse la consolidación.

Diga el grado en que la parte superior del estrato de arcilla ha sido afectada cuando dicho estrato ha alcanzado el 30% de consolidación.

c) Después de completarse la consolidación mencionada en *b*) y en seguida de que toda el agua superficial sea drenada del lugar, esfuerzos capilares se irán desarrollando gradualmente debido al aumento en curvatura de los meniscos en la superficie de la arcilla. Suponiendo que no hay evaporación superficial trace las condiciones de esfuerzos.

1. Para las condiciones de equilibrio, cuando la tensión capilar máxima de equilibrio se ha desarrollado en el suelo superficial.
2. Cuando la consolidación del estrato de arcilla, debido a los esfuerzos capilares, ha alcanzado un valor de 30% aproximadamente. Diga el grado en que la parte inferior del estrato de arcilla ha sido afectado hasta ese momento.

¿Cuál es la pendiente, en la frontera superior del estrato de arcilla, de todas las curvas de distribución de esfuerzos neutrales, intermedias entre 0 y 100% de consolidación?

Solución:

El peso específico de la arcilla vale (Fórmula 3–14):

$$\gamma_m = \frac{1+w}{1+ws_s} s_s \gamma_0 = \frac{2}{3.72} 2.72 \gamma_0 = 1.46 \text{ t/m}^3.$$

Copyrighted material

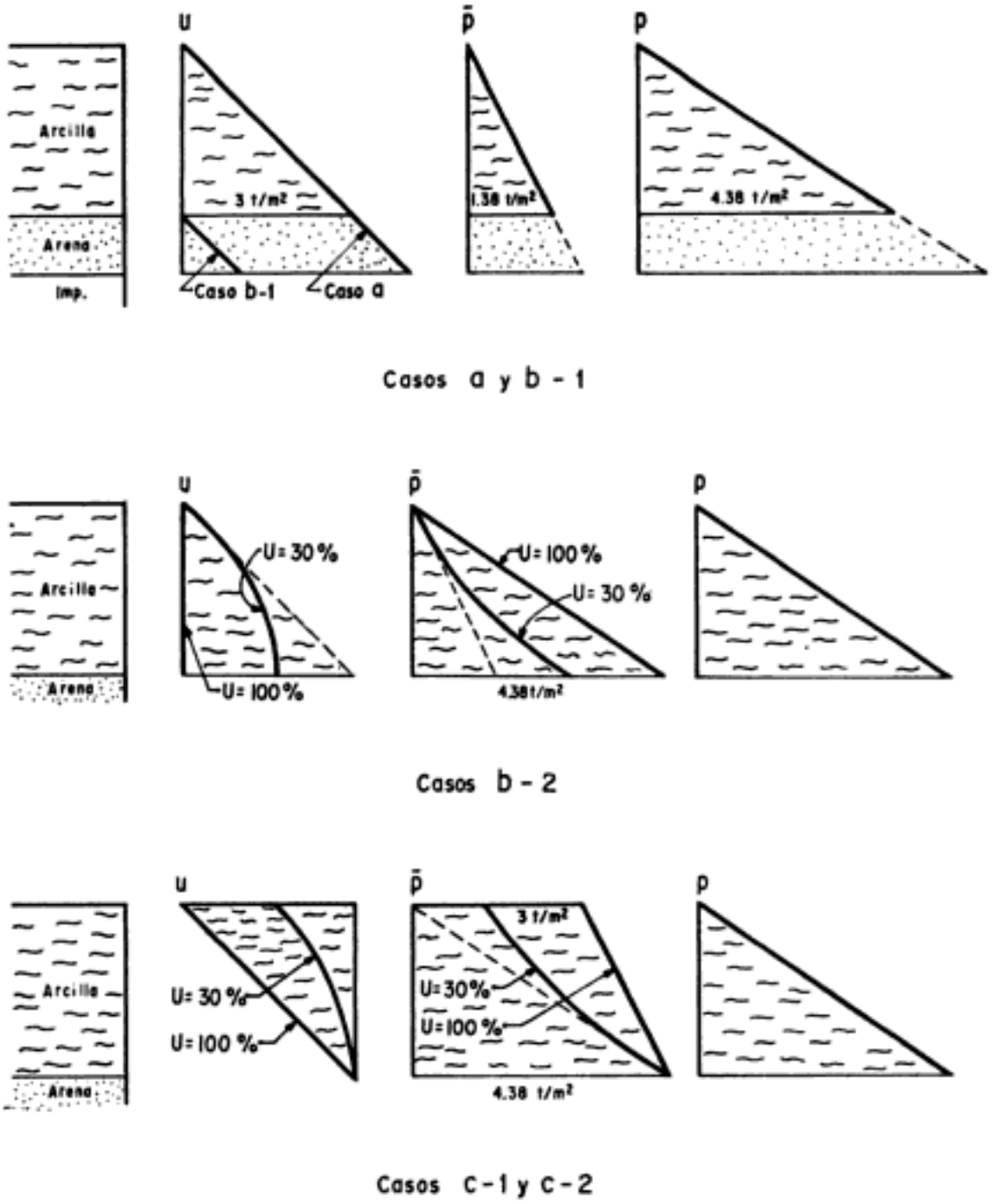


Figura X-h.8. Esquema operativo.

En la Fig. X-h.8 se presentan los diagramas de esfuerzos totales, neutrales y efectivos correspondientes a los casos *a*), *b*) y *c*).

En la parte superior aparecen los diagramas para los casos *a*) y *b*−1. Para el estrato de arcilla los diagramas son iguales para ambos casos.

En la parte media se ilustra el caso *b*−2 así como el caso en que el estrato de arcilla ha alcanzado el 30% de consolidación. Como puede apreciarse, en este último caso, la parte superior del estrato de arcilla prácticamente no se ha afectado. Ya que la consolidación, en dicha etapa, ha afectado principalmente la parte inferior del estrato.

Copyrighted material

En la parte inferior se ilustran los casos *c*-1 y *c*-2. Ahora se observa que para el caso *c*-2, en que la consolidación ha alcanzado un valor de afectado.

La pendiente en la frontera superior del estrato de arcilla de todas las curvas de distribución de esfuerzos neutrales, intermedias entre 0 y 100% de consolidación, es la correspondiente a una distribución hidrostática y tiene un valor igual a γ_w. Esto se debe a que a través de la frontera superior de la arcilla no hay flujo vertical de agua, por lo que la gráfica de presión neutral debe llegar con una pendiente igual a la hidrostática.

Problemas propuestos

1. En un depósito de arena fina, el N.A.F. está a 1.20 m de profundidad. Sobre ese nivel, el suelo está saturado por capilaridad. Si en la arena $\gamma_m = 2{,}000$ kg/m³ (en condición saturada). Calcule la presión vertical efectiva por peso propio en un plano horizontal a 4 m de profundidad.

Respuesta:

$$\bar{p} = 0.52 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Sobre un estrato de 10 m de arcilla compresible se ha levantado un edificio. El estrato está confinado por dos estratos continuos de arena. En una prueba de consolidación hecha en esa arcilla, se usó una muestra de 2 cm de altura, drenada por ambas caras y el tiempo en que la muestra llegó al 50% de consolidación fue de 20 min. Calcule, en años, el tiempo en que el edificio hará que el estrato real alcance el mismo grado de consolidación.

Respuesta:

$$t_{50} = 9.5 \text{ años}$$

3. En un laboratorio, una muestra en consolidación alcanzó su t_{50} en 8 min. La muestra tenía 2.5 cm de altura y estaba drenada por ambas caras. El estrato al cual pertenecía la muestra era de 8 m de espesor y está limitado, por arriba, por una capa de arena suelta, permeable y, por abajo, por un manto de roca sana impermeable. Calcule el tiempo en que el estrato alcanzará el 50% de consolidación bajo una carga exterior constante y uniforme.

Respuesta:

$$t_{50} = 6.2 \text{ años.}$$

4. El coeficiente de consolidación de una arcilla es 4.92×10^{-4} cm²/seg. El estrato en cuestión, de 6 m de espesor está situado entre 2 capas

Copyrighted material

de arena y se consolida bajo la carga impuesta por un edificio. Diga en cuanto tiempo (en días) alcanzará la arcilla el 50% de consolidación primaria.

Respuesta:

$$t_{50} = 417 \text{ días.}$$

5. La capa de arcilla del problema 4 tiene una capa de arena intercalada a 1.5 m bajo su frontera superior. Calcule, en días, el tiempo en que alcanzará el estrato de 6 m el 50% de consolidación en la nueva condición.

Respuesta:

$$t_{50} = 238 \text{ días.}$$

6. Los datos que se anexan son de una curva tiempo–lecturas de extensómetro de una prueba de consolidación estándar.

Tiempo min.	*Lecturas plg* $\times 10^{-4}$
0	549.0
0.1	588.0
0.25	602.0
0.50	619.5
1.00	645.0
2.00	681.3
4.00	737.0
8.00	806.3
15.00	863.0
30.00	910.2
70.00	950.8
140.00	972.3
260.00	986.8
455.00	1 000.0
1 440.00	1 027.2

La presión sobre la muestra se incrementó de 1.66 a 3.33 kg/cm², La e después de 100% de consolidación bajo 1,66 kg/cm² fue 0,945 y bajo 3.33 kg/cm² llegó a ser 0.812. El micrómetro partió de 0 y la altura inicial de la muestra fue 0.75 plg. Se permitió drenaje en ambas caras de la muestra.

Copyrighted material

Calcule k correspondiente al estado de presión incrementada, en cm/seg; calcule también t_{50}, C_v, a_v y m_v.

Respuesta:

$$k = 2.2 \times 10^{-8} \text{ cm/seg.}$$
$$t_{50} = 4.5 \text{ min} = 270 \text{ seg.}$$
$$C_v = 5.38 \times 10^{-4} \text{ cm}^2\text{/seg.}$$
$$a_v = 7.94 \times 10^{-5} \text{ cm}^2\text{/gr.}$$
$$m_v = 4.08 \times 10^{-5} \text{ cm}^2\text{/gr.}$$

7. Una muestra de suelo de 2 cm de altura alcanzó el 50% de consolidación en 5 min bajo un cierto incremento de carga. Si el suelo tiene $e = 1$ y $k = 10^{-8}$ cm/seg, calcule el a_v medio en el intervalo de presiones considerado.

Respuesta:

$$a_v = 0.03 \text{ cm}^2\text{/gr.}$$

Referencias

1. Skempton, W. A.—*Effective Stress in Soils, Concrete and Roks*—Pore Pressure and Suction in soils—Conference of the British National Society—Butterworths —London—1961.
2. Kells, L. P.—*Elementary Differential Equations*—McGraw-Hill Book Co. 1955.
3. Churchill, R. V.—*Fourier Series and Boundary Value Problems*—McGraw-Hill Book Co.—1941.
4. Terzaghi, K.—*Theoretical Soil Mechanics*—Párrafo 106—John Willey and Sons Inc.—1956.
5. Carrillo, N.—*Simple Two and Threedimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils*—Journal of Math. and Phy.—Vol. XXI—Nº 1—1942.
6. Rendulic, L.—*Der hydrodynamische spannungsausgleich in zentral entwässerten tonzylindern*—Wasserwirtch and Technik—Vol. II—1935.
7. Jiménez Salas, J. A.—*Mecánica del Suelo*—Cap. X—Ed. Dossat—1954.

Bibliografía

Theoretical Soil Mechanics—K. Terzaghi—John Wiley and Sons Inc.—1956.

Mecánica de Suelos en la ingeniería práctica—K. Terzaghi y R. B. Peck—(Trad. O. Moretto)—El Ateneo Ed.—1955.

Fundamentals of Soil Mechanics—D. W. Taylor—John Wiley and Sons Inc.—1956.

Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures—G. P. Tschebotarioff—McGraw-Hill Book Co.—1951.

Mecánica del Suelo—J. A. Jiménez Salas—Ed. Dossat—1954.

Traité de Mécanique des Sols—A. Caquot y J. Kerisel—Gauthier—Villars Ed.—1956.

Mécanique du Sol et Foundations—J. Verdeyen—Ed. Eyrolles—1952.

Review of the Theories for Sand Drains—F. E. Richart Jr.—Transs. of the Am. Soc. of Civ. Eng.—Vol. 124—1959.

Copyrighted material

Soil Testing for Engineers—T. W. Lambe—John Wiley and Sons Inc.—1958.
Laboratory Testing in Soil Engineering—T. N. W. Akroyd—G. T. Foulis and Co. —1957.
Mecánica de Suelos. Instructivo para ensaye de suelos—Secretaría de Recursos Hidráulicos. México—1954.

NOTA: El presente capítulo ha sido elaborado teniendo muy en cuenta las notas de la clase impartida por el doctor A. Casagrande en la Universidad de Harvard, Estados Unidos de América.

Copyrighted material

Copyrighted material

XI

Introducción al problema de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

XI-1. Introducción a los estados de esfuerzos y deformaciones planos

Se dice que un medio continuo está sometido a un *estado de esfuerzos plano continuo* cuando puede determinarse un plano al que resulten paralelos los segmentos dirigidos representativos de los esfuerzos en todos los puntos de dicho medio. Es decir, los esfuerzos normales y tangenciales paralelos a la normal a ese plano determinado son nulos en todos los puntos del medio ($\sigma_x = \tau_{xy} = \tau_{xz} = 0$). Además, los esfuerzos no nulos son independientes de la coordenada x.

Se dice que un medio continuo está sometido a un estado continuo *de deformación plana* cuando, para todos los puntos del medio puede determinarse un plano en el cual las deformaciones normales asociadas a él sean nulas y cuando, simultáneamente, existen otros dos planos nor-

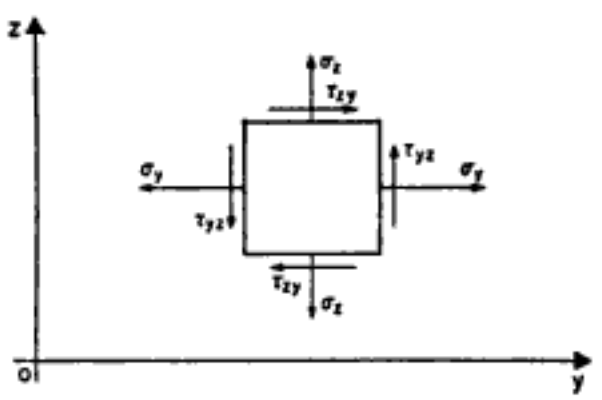


Figura XI-1. Volumen elemental de un medio continuo sujeto a un estado de esfuerzo plano.

Copyrighted material

males al primero y entre sí, en los que las deformaciones angulares asociadas sean también nulas.

En los análisis que siguen se supondrá la existencia de un estado de esfuerzos plano y, posteriormente, se discutirá la aplicabilidad de las conclusiones obtenidas a un estado de deformación plana.

Si se elige como plano coordenado YZ aquél al que resultan paralelos los segmentos dirigidos representativos de los esfuerzos, un volumen elemental del medio continuo quedaría como el representado en la figura XI-1.

En esa figura se ha representado al elemento visto desde la cara positiva X, la cual no hace perder generalidad en virtud de que en las caras X no actúan esfuerzos.

Debe notarse que como no hay incremento del esfuerzo al pasar de una cara a su paralela, los esfuerzos que aparecen en la Fig. XI-2 deben interpretarse como los de todos los puntos de una recta perpendicular al plano YZ, que pasa por un punto P relacionados a cuatro planos definidos respectivamente por los vectores unitarios o versores $\bar{n}_1$ (0, 1, 0), $\bar{n}_2$ (0, 0, 1), $\bar{n}_3$ (0, −1, 0) y $\bar{n}_4$ (0, 0, −1).

Según la Teoría de la Elasticidad el estado de esfuerzos plano en un punto está definido cuando se conocen los esfuerzos en ese punto, asociados a dos planos cualesquiera paralelos al eje X y mutuamente perpendiculares. En efecto, considérense conocidos los esfuerzos en P, ligados a los planos XY y XZ, cuyas trazas con el plano YZ son los ejes Y y Z, respectivamente (Fig. XI-2).

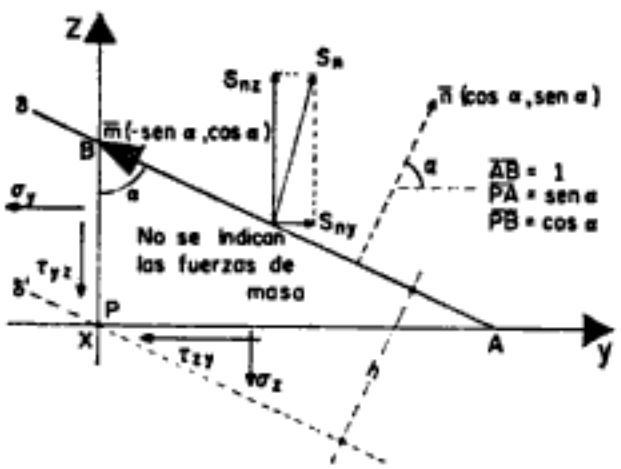


Figura XI-2. Esfuerzos en un punto P de un medio en estado de esfuerzo plano.

Del equilibrio del prisma triangular en la Fig. XI-2 se deduce:

$$\sigma F_y = 0; \quad s_{ny} - \sigma_y \cos\alpha - \tau_{yz} \,\text{sen}\,\alpha + 1/2\, Yh = 0$$
$$\sigma F_z = 0; \quad s_{nz} - \sigma_z \,\text{sen}\,\alpha - \tau_{zy} \cos\alpha + 1/2\, Zh = 0$$

Las fuerzas Y y Z son las componentes de las fuerzas de masa en las direcciones de los ejes Y y Z, respectivamente. Si ahora $h \to 0$, con lo que $\delta \to \delta'$ se tiene:

Copyrighted material

$$s_{ny} = \sigma_y \cos\alpha + \tau_{yz} \operatorname{sen}\alpha$$
$$s_{nz} = \sigma_z \operatorname{sen}\alpha + \tau_{zy} \cos\alpha \qquad (11\text{–}1)$$

O sea, que si se conocen los esfuerzos en un punto P, ligados a dos planos ortogonales paralelos al eje X, puede conocerse el esfuerzo en P ligado a cualquier otro plano paralelo al eje X.

Las componentes normal (σ_n) y tangencial (τ_n) del esfuerzo total s_n, asociado al plano $\overline{AB}$, definido por el versor $\bar{n}(\cos\alpha, \operatorname{sen}\alpha)$, pueden obtenerse sencillamente también con los productos escalares:

$$\sigma_n = \bar{s}_n \cdot \bar{n}$$
$$\tau_n = \bar{s}_n \cdot \bar{m} \qquad (11\text{–}2)$$

$\bar{n}$ y $\bar{m}$ son los versores normal y tangente al plano $\overline{AB}$, con las direcciones indicadas en la Fig. XI-2.

De las ecuaciones (11–2) se tiene, aplicando una expresión conocida del producto escalar en función de las componentes de los factores:

$$\sigma_n = s_{ny} \cos\alpha + s_{nz} \operatorname{sen}\alpha$$
$$\tau_n = -s_{ny} \operatorname{sen}\alpha + s_{nz} \cos\alpha$$

De donde:

$$\sigma_n = (\sigma_y \cos\alpha + \tau_{yz} \operatorname{sen}\alpha) \cos\alpha + (\sigma_z \operatorname{sen}\alpha + \tau_{zy} \cos\alpha) \operatorname{sen}\alpha$$
$$\tau_n = -(\sigma_y \cos\alpha + \tau_{yz} \operatorname{sen}\alpha) \operatorname{sen}\alpha + (\sigma_z \operatorname{sen}\alpha + \tau_{zy} \cos\alpha) \cos\alpha$$

y finalmente:

$$\sigma_n = \sigma_y \cos^2\alpha + \sigma_z \operatorname{sen}^2\alpha + 2\tau_{yz} \operatorname{sen}\alpha \cos\alpha \qquad (11\text{–}3)$$
$$\tau_n = (\sigma_z - \sigma_y) \operatorname{sen}\alpha \cos\alpha + \tau_{yz} (\cos^2\alpha - \operatorname{sen}^2\alpha) \qquad (11\text{–}4)$$

En Teoría de la Elasticidad se demuestra que existen planos ortogonales entre sí, llamados principales de esfuerzo, en los que los esfuerzos tangenciales son nulos, existiendo únicamente esfuerzos normales, denominados principales; se demuestra también que en un estado de esfuerzos plano, hay dos planos principales, con su correspondiente esfuerzo principal ligado; uno de éstos es el mayor de todos los esfuerzos normales actuantes en el punto considerado, mientras el otro es el menor.

A continuación se calcula el valor de esos esfuerzos principales y la orientación de los planos principales en que actúan.

Considérese que el esfuerzo en P, ligado al plano δ, sea principal (Fig. XI-3). Entonces:

s_n será normal a dicho plano y, por lo tanto, podrá escribirse simplemente:

$$s_{ny} = s_n \cos\alpha$$
$$s_{nz} = s_n \operatorname{sen}\alpha$$

Copyrighted material

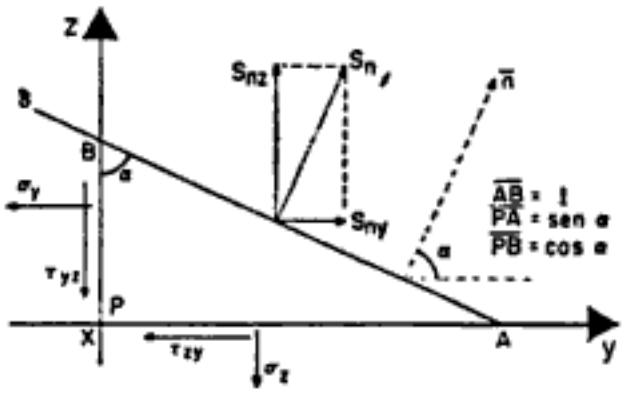


Figura XI-3. Determinación de esfuerzos y planos principales.

Llevando estos valores a las ecuaciones generales (11–1), se obtiene:

$$s_n \cos\alpha = \sigma_y \cos\alpha + \tau_{yz} \operatorname{sen}\alpha$$
$$s_n \operatorname{sen}\alpha = \sigma_z \operatorname{sen}\alpha + \tau_{zy} \cos\alpha$$

De donde puede seguirse:

$$(\sigma_y - s_n)\cos\alpha + \tau_{yz}\operatorname{sen}\alpha = 0$$
$$(\sigma_z - s_n)\operatorname{sen}\alpha + \tau_{zy}\cos\alpha = 0 \qquad (11\text{–}5)$$

El sistema homogéneo de ecuaciones (11–5) tiene dos raíces propias (sen α y cos α) y una impropia (s_n). Para encontrar una solución del sistema debe establecerse, en primer lugar, que exista alguna diferente de la trivial. La unicidad de la solución trivial se elimina al introducir la condición fundamental

$$\cos^2\alpha + \operatorname{sen}^2\alpha = 1.$$

Entonces, teniendo en cuenta ideas de álgebra elemental, podrá escribirse:

$$\begin{vmatrix} \sigma_y - s_n & \tau_{yz} \\ \tau_{zy} & \sigma_z - s_n \end{vmatrix} = 0$$

De donde:

$$(\sigma_y - s_n)(\sigma_z - s_n) - \tau_{yz}^2 = 0$$

y

$$s_n^2 - (\sigma_y + \sigma_z)\, s_n + \sigma_y\sigma_z - \tau_{yz}^2 = 0 \qquad (11\text{–}6)$$

La ecuación (11–6) tiene como raíces:

$$s_n = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y + \sigma_z}{2}\right)^2 - \sigma_y\sigma_z + \tau_{yz}^2}$$

Copyrighted material

Simplificando:

$$s_n = \frac{\sigma_y+\sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y-\sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \qquad (11\text{–}7)$$

Es costumbre representar por σ_1 al esfuerzo principal mayor, y por σ_3 al menor; por lo tanto:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_y+\sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y-\sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \qquad (11\text{–}8)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_y+\sigma_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_y-\sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \qquad (11\text{–}9)$$

La orientación de los planos principales de esfuerzo puede encontrarse con la ecuación (11–4), teniendo en cuenta que en los planos principales el esfuerzo tangencial es nulo.

$$\tau_n = 0 = (\sigma_z-\sigma_y)\,\text{sen}\,\alpha\cos\alpha + \tau_{yz}\,(\cos^2\alpha-\text{sen}^2\,\alpha)$$

Lo cual puede ponerse como:

$$\frac{\sigma_z-\sigma_y}{2}\,\text{sen}\,2\,\alpha + \tau_{yz}\cos 2\,\alpha = 0$$

y, por lo tanto:

$$\tan 2\,\alpha = -\frac{2\,\tau_{yz}}{\sigma_z-\sigma_y} \qquad (11\text{–}10)$$

El ángulo α no queda precisamente definido por la ecuación (11–10), por lo que ésta suele considerarse descompuesta en las:

$$\text{sen}\;2\;\alpha = -\frac{2\,\tau_{yz}}{\sqrt{(\sigma_z-\sigma_y)^2+4\,\tau_{yz}^2}} \quad \text{y} \quad \cos\,2\,\alpha = +\frac{\sigma_z-\sigma_y}{\sqrt{(\sigma_z-\sigma_y)^2+4\,\tau_{yz}^2}} \qquad (11\text{–}11)$$

XI-2. Solución gráfica de Mohr

Se vio que a cada elemento del conjunto de los versores $\bar{n}$ le corresponde un elemento del conjunto de parejas ordenadas (σ_n, τ_n). Mohr estableció que al construir el plano coordenado (σ_n, τ_n), a cada versor $\bar{n}$, que representa un plano a través del punto P con dirección definida, le corresponde un punto en ese plano coordenado, cuyas coordenadas miden los esfuerzos ligados a dicho plano. Sin embargo, la recíproca es falsa; es decir, existen puntos en el plano (σ_n, τ_n) que no representan esfuerzos actuantes en el punto P. Así, se plantea naturalmente el clásico problema resuelto por Mohr: encontrar, en el plano coordenado (σ_n, τ_n), el lugar geométrico de los puntos que representen esfuerzos actuantes en el punto P.

Copyrighted material

El problema puede resolverse a partir de las ecuaciones (11–3) y (11–4), que se reproducen abajo:

$$\sigma_n = \sigma_y \cos^2 \alpha + \sigma_z \operatorname{sen}^2 \alpha + 2\,\tau_{yz} \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \qquad (11\text{–}3)$$

$$\tau_n = (\sigma_z - \sigma_y) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha + \tau_{yz} (\cos^2 \alpha - \operatorname{sen}^2 \alpha) \qquad (11\text{–}4)$$

Estas ecuaciones, referidas a un sistema de planos principales, quedan, con índices numéricos para los esfuerzos principales:

$$\sigma_n = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \operatorname{sen}^2 \alpha \qquad (11\text{–}12)$$

$$\tau_n = (\sigma_1 - \sigma_1) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \qquad (11\text{–}13)$$

σ_1 es el esfuerzo principal mayor, y σ_3, el menor.

Las ecuaciones pueden transformarse, teniendo en cuenta las conocidas expresiones trigonométricas:

$$\operatorname{sen}^2 \alpha = \frac{1 - \cos 2\alpha}{2};\ \cos^2 \alpha = \frac{1 + \cos 2\alpha}{2};\ \operatorname{sen} 2\alpha = 2 \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$$

Resúltan, así, las expresiones:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \qquad (11\text{–}14)$$

$$\tau_n = -\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha \qquad (11\text{–}15)$$

Lo cual aún puede escribirse como:

$$\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \qquad (11\text{–}16)$$

$$\tau_n = -\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha \qquad (11\text{–}15)$$

Elevando al cuadrado las dos expresiones anteriores y sumándolas, se obtienen finalmente:

$$\left(\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau_n^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 \qquad (11\text{–}17)$$

Que es la ecuación del lugar geométrico buscado, el cual resulta ser un círculo de centro $(\sigma_1 + \sigma_3/2, 0)$ y de radio $(\sigma_1 - \sigma_3/2)$ (Círculo de Mohr). El círculo aparece en la Fig. XI-4.

Copyrighted material

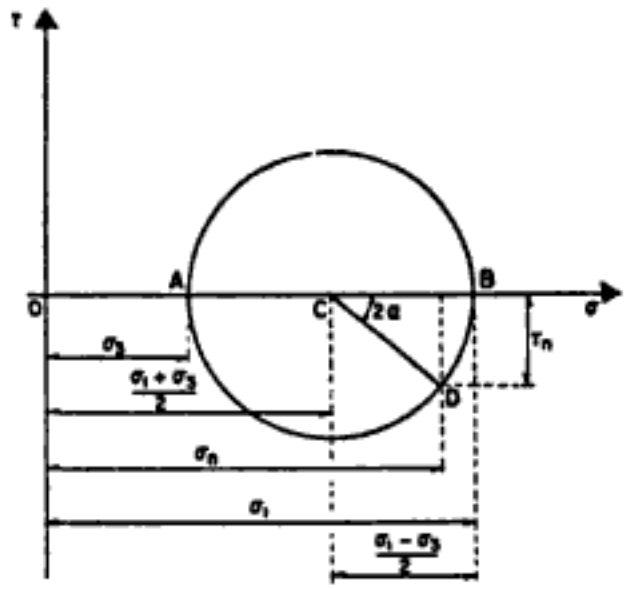


Figura XI-4. Círculo de Mohr.

Nótese que en la Fig. XI-4, el ángulo 2α se ha llevado en el sentido de las manecillas del reloj, que es contrario al que se ha tomado en la Fig. XI-2. La razón del cambio es que el signo con que τ aparece en la figura sea el mismo de la fórmula (11–15). Esta cuestión es, desde luego, puramente convencional y en el párrafo XI-3 de este capítulo se trata con algo más de detalle.

En un estado tridimensional de esfuerzos, los esfuerzos asociados a las distintas direcciones en un punto dado pueden obtenerse por una extensión de la teoría presentada en los párrafos anteriores. La Teoría de la Elasticidad demuestra que en el caso más general, existen tres planos normales entre sí en los que no existe esfuerzo cortante, sino esfuerzo normal solamente; estos planos son principales. En esos estados tridimensionales, si se elige como plano coordenado aquel al que resultan paralelos los segmentos dirigidos representativos de dos de los esfuerzos principales, los esfuerzos asociados a planos normales a ese coordenado podrán determinarse aplicando las ecuaciones (11–14) y (11–15), que también son susceptibles de la interpretación gráfica de Mohr. En el estado tridimensional de esfuerzos se tienen así, por lo general, tres círculos de Mohr asociados a un punto, los cuales resultan tangentes entre sí, de modo que uno de los círculos envuelve a los otros dos. Este queda definido por los esfuerzos principales mayor y menor y es el que, por lo general, interesa analizar específicamente en Mecánica de Suelos, debido a que la Teoría de Falla más usada en este campo involucra a los esfuerzos normales asociados a los esfuerzos tangenciales máximos que se pueden presentar en el punto considerado. Es obvio que el círculo envolvente, de mayor diámetro que los otros dos, es el que presenta mayores esfuerzos tangenciales o cortantes asociados a un esfuerzo normal dado.

En particular, en los estados de deformación plana, tan frecuentes en los análisis en Mecánica de Suelos, si se escoge como plano coorde-

Copyrighted material

nado aquel en el cual las deformaciones normales asociadas sean nulas, el círculo de Mohr correspondiente a los esfuerzos asociados a planos normales a ese coordenado está definido por los esfuerzos principales mayor y menor, o sea también es el círculo mayor de los tres, envolvente de los otros dos. Estos estados se presentan en masas continuas de tierra de sección transversal constante y limitadas por fronteras normales a un mismo plano vertical (por ejemplo, un cimiento largo, un terraplén, un muro de retención, etc.). Cada lámina de suelo orientada paralelamente a ese plano está sometida a las mismas fuerzas externas y a los mismos esfuerzos y su espesor permanece inalterado al cambiar el estado de esfuerzos general (deformación plana). En estos casos es suficiente, como se indicó anteriormente, investigar únicamente los esfuerzos que actúen paralelamente a las caras de la lámina.

XI-3. Discusión sobre el signo de los esfuerzos y Teoría del Polo

En Mecánica de Suelos se suele establecer la convención de que los esfuerzos normales de compresión son los positivos y, aunque por lo general en la práctica no se requiere un análisis detallado sobre el signo de los esfuerzos cortantes, no deja de ser conveniente en algunos casos establecer algunas reglas y convenciones a este último respecto.

Considérese el esquema de la Fig. XI-5. En él se muestra un espécimen de suelo sujeto a un esfuerzo vertical σ_1, que se supone el principal mayor y a un esfuerzo lateral, σ_3, considerado como el principal menor; en esta figura, el ángulo θ es el que forma un plano cualquiera BB', con el plano horizontal, AA', en el cual actúa el esfuerzo principal mayor. En la Fig. XI-5.b aparece un detalle del espécimen de suelo,

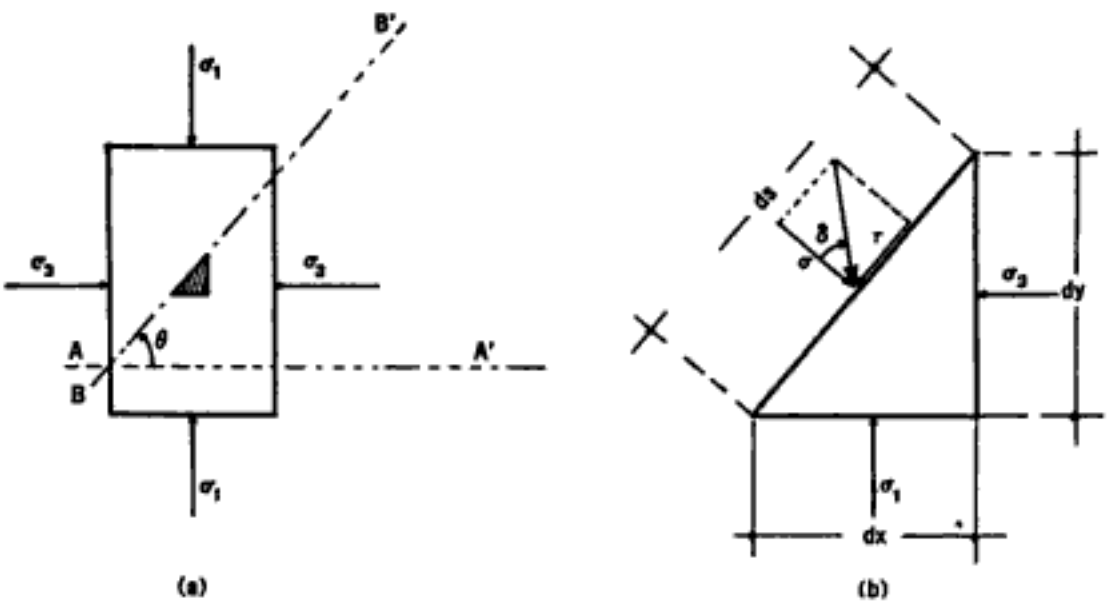


Figura XI-5. Condiciones de esfuerzo de un espécimen de suelo sujeto a compresión triaxial.

Copyrighted material

que corresponde al elemento triangular rayado de la Fig. XI-5.a. El ángulo θ se mide en sentido contrario al de las manecillas del reloj.

Un análisis del equilibrio de ese prisma triangular conduce a ecuaciones totalmente semejantes a las (11–14) y (11–15), con ligeras diferencias en signo imputables a las nuevas condiciones arriba discutidas.

Las nuevas ecuaciones son:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \qquad (11\text{–}18)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\theta \qquad (11\text{–}19)$$

Si $\theta < 90°$, como en la Fig. XI-5, τ resulta positivo al aplicar la ecuación (11–19); el ángulo δ que mide la desviación entre el esfuerzo normal y el resultante en el elemento triangular, se genera, así, en el sentido de las maneciilas del reloj, sentido que se considera positivo por corresponder a un valor positivo del esfuerzo cortante τ.

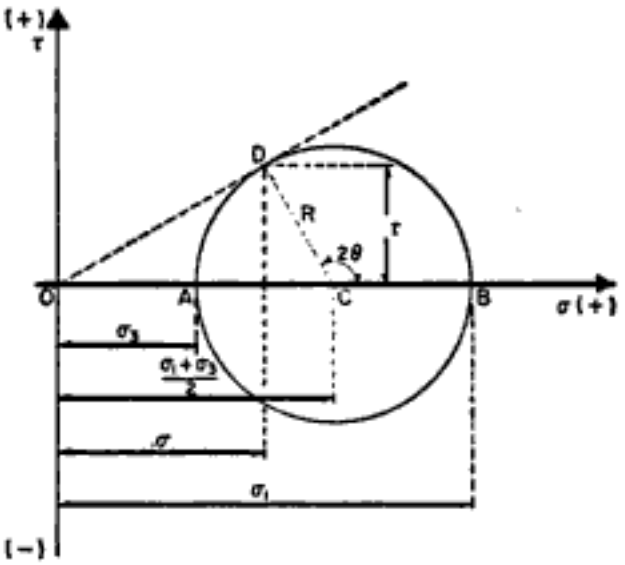


Figura XI-6. El círculo de Mohr en la forma usual en Mecánica de Suelos.

El círculo de Mohr construido teniendo en cuenta los datos de la Fig. XI-5 y las ecuaciones (11–18) y (11–19) resulta ahora como el que aparece en la Fig. XI-6.

Obsérvese que en ese círculo de Mohr los valores positivos del ángulo δ aparecen hacia arriba a partir del eje horizontal y que el ángulo 2θ se genera a partir de dicho eje horizontal, en sentido contrario al de las manecillas del reloj. Las coordenadas del punto D dan los esfuerzos normal y tangencial que actúan en el plano inclinado mostrado en la Fig. XI-5.b.

En un caso más general, si los esfuerzos principales no son horizontal y vertical, respectivamente, el círculo de Mohr puede servir para encontrar los esfuerzos actuantes en cualquier dirección y ligados a un punto

Copyrighted material

considerado de la masa de suelo, siempre y cuando se conozcan las magnitudes y las direcciones de los esfuerzos principales. El procedimiento para ello es esencialmente el mismo visto antes. En la Fig. XI-7 se ilustra la construcción.

Sea un punto Q de una masa de suelo, sujeto a esfuerzos principales actuantes según las direcciones d_1 y d_3. Se trata de determinar los esfuerzos

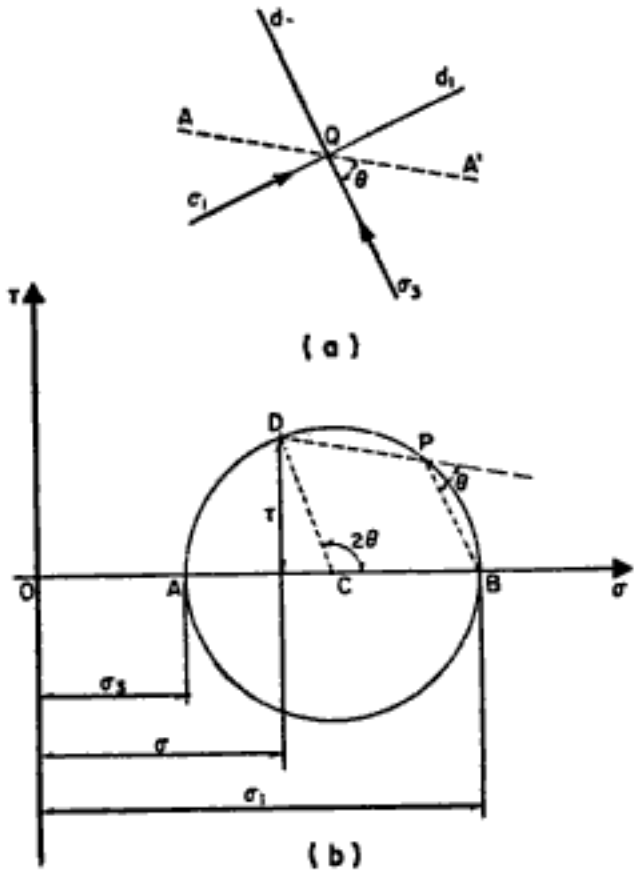


Figura XI-7. Método del polo para la determinación de esfuerzos.

en ese punto, ligados a una dirección $\overline{AA'}$, que forma un ángulo θ con la dirección d_3. El punto D cuyas coordenadas proporcionan los esfuerzos deseados puede obtenerse llevando el ángulo 2θ en sentido contrario al de las manecillas del reloj, a partir del eje horizontal; sin embargo, la posición de D puede obtenerse por otro método diferente: trácese desde B una línea paralela a la dirección d_3, correspondiente al plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, σ_1; esta línea corta al círculo en el punto P, llamado polo; por P puede trazarse ahora otra línea paralela a la dirección $\overline{AA'}$; esta línea forma con $\overline{PB}$ un ángulo θ, por construcción y, por lo tanto, debe cortar al círculo en el punto buscado, D. La justificación geométrica de esta última afirmación se considera evidente. Así, obtenido el polo P una sola vez, será posible, pasando por él paralelas a diferentes direcciones, encontrar puntos en el círculo de Mohr cuyas coordenadas representan los esfuerzos asociados a planos en las diferentes direcciones consideradas.

Copyrighted material

Recíprocamente, si se toman varios puntos en el círculo y se trazan por ellos paralelas a las direcciones de los planos en que actúan los esfuerzos representados por esos puntos, todas esas líneas concurrirán en el polo y, de hecho, para encontrar este importante punto bastará conocer la dirección del plano en que actúan los esfuerzos representados por un solo punto del círculo.

En el círculo de Mohr se observa que para diferentes puntos tales como el *D*, correspondientes a diferentes inclinaciones del plano en que se miden los esfuerzos, la magnitud de éstos varía. La Fig. XI-8 muestra la variación relativa de los esfuerzos normales y tangenciales al tomar θ diferentes valores.

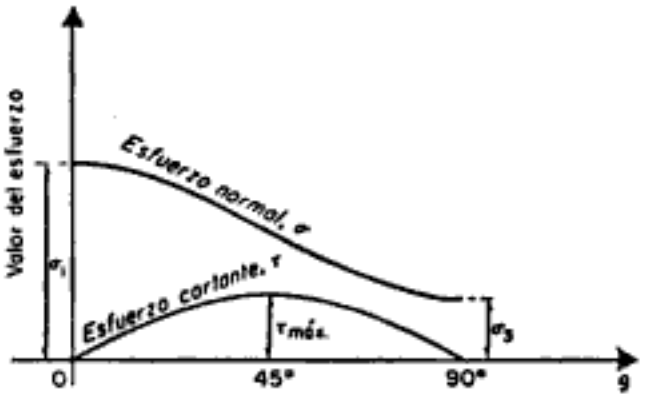


Figura XI-8. Variación de los esfuerzos normales y tangenciales con la inclinación del plano en que actúa.

XI-4. Relaciones de esfuerzos principales

Resulta de utilidad para estudios que se detallan en lo que sigue, principalmente referentes a estabilidad de masas de tierra, establecer la relación entre los esfuerzos principales actuantes en un punto de la masa, supuesta en estado de falla incipiente.

Dentro de las teorías de falla más importantes en el estado actual de la Mecánica de Suelos, figura una, según la cual el material falla cuando el esfuerzo cortante en cualquier sección adquiere un valor, *s*, que depende del esfuerzo normal actuante en dicha sección. La condición puede expresarse, según posteriormente se detallará, como:

$$\tau = s = \sigma \tan \phi \qquad (11\text{–}20)$$

En un plano $\sigma - \tau$, la ecuación anterior queda representada por una recta que pasa por el origen y que forma un ángulo ϕ con el eje horizontal (Fig. XI-9). Esa recta se conoce con el nombre de línea de falla y representa el lugar geométrico de los esfuerzos cortantes de falla, correspondientes a distintos esfuerzos normales.

Si en un punto dado, el círculo de Mohr, representativo de los esfuerzos actuantes en las distintas direcciones, no toca a las líneas de falla, en ese punto no existirá ninguna sección que esté en falla incipiente

Copyrighted material

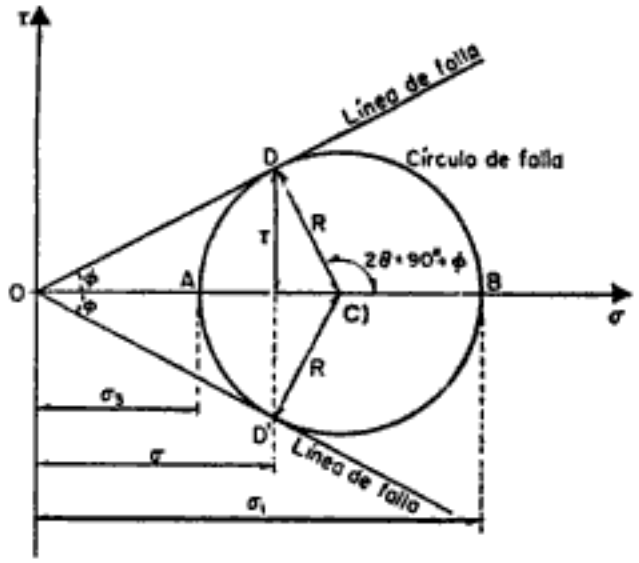


Figura XI-9. Líneas de falla en el círculo de Mohr.

o haya fallado. Si el círculo es tangente a las líneas de falla, como el de la Fig. XI-9, habrá un punto del círculo (el punto D) que representa unos esfuerzos tales que satisfacen la condición de falla (11–20). La inclinación del plano en que actúan dichos esfuerzos respecto al plano en que actúa σ_1, el esfuerzo principal mayor, queda medida por el ángulo θ, que ahora vale, según se desprende de la geometría de la misma Fig. XI-9.

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2} \tag{11–21}$$

No pueden ser reales los círculos que corten a las líneas de falla, pues en ellos, según la hipótesis de falla (11–20), no existe equilibrio en todos los puntos que queden fuera de la zona comprendida entre las líneas de falla.

De la Fig. XI-9 puede obtenerse una relación muy útil para aplicaciones posteriores entre los esfuerzos principales, en función del ángulo ϕ. En efecto:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OB}}{\overline{OA}} = \frac{\overline{OC} + \overline{CB}}{\overline{OC} - \overline{CA}}$$

Pero:

$$\overline{CB} = \overline{CA} = \overline{CD} = R$$

Entonces:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OC} + R}{\overline{OC} - R} = \frac{1 + \dfrac{R}{\overline{OC}}}{1 - \dfrac{R}{\overline{OC}}} = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$

Copyrighted material

Operando trigonométricamente, se tiene:

$$\frac{1+\operatorname{sen}\phi}{1-\operatorname{sen}\phi}=\frac{1+\cos(90-\phi)}{1-\cos(90-\phi)}=\frac{2\cos^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right)}{2\operatorname{sen}^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right)}$$

En lo anterior se han usado, para la última igualdad, las fórmulas conocidas:

$$\cos^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right)=\frac{1+\cos(90-\phi)}{2} \quad \text{y}$$

$$\operatorname{sen}^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right)=\frac{1-\cos(90-\phi)}{2}$$

Por lo tanto, en definitiva, resulta:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}=\operatorname{cotan}^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right)=\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)=N_\phi \qquad (11\text{–}22)$$

El valor

$$N_\phi=\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)$$

juega un papel importante en la simbología matemática de muchas aplicaciones en Mecánica de Suelos.

Naturalmente, también puede escribirse:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1}=\frac{1}{\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)}=\tan^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right)=\frac{1}{N_\phi} \qquad (11\text{–}23)$$

Esta relación también se aplicará posteriormente. Otra hipótesis de falla, debida a Coulomb aún se usa hoy en algunos casos especiales, que se discutirán posteriormente. Según esta hipótesis, las líneas de falla no concurren en el origen de un sistema σ–τ, sino que cortan el eje vertical formando una cierta ordenada en el origen, c. Matemáticamente esta otra hipótesis puede expresarse:

$$\tau=s=c+\sigma\tan\phi \qquad (11\text{–}24)$$

En la Fig. XI-10 aparecen las líneas de falla tal como se definen ahora y a partir de ella es posible obtener la nueva relación de esfuerzos principales, que también figura en aplicaciones posteriores.

Copyrighted material

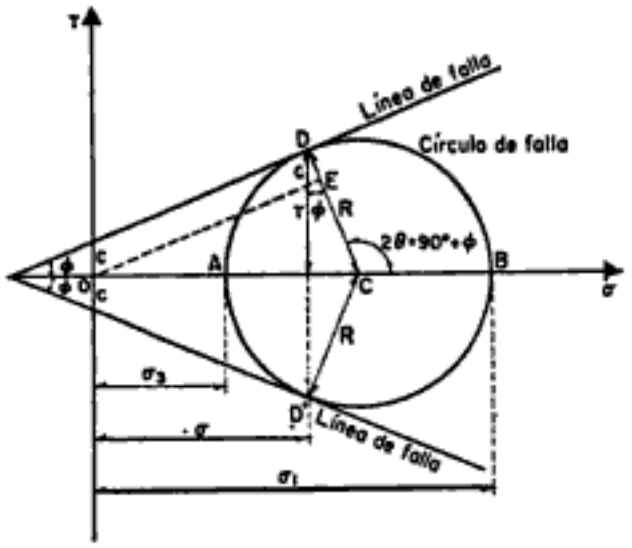


Figura XI-10. Líneas de falla en el círculo de Mohr con la hipótesis de falla de Coulomb.

En efecto, se tiene:

$$\overline{CD} = \overline{OC} \operatorname{sen} \phi + c \cos \phi$$

Pero:

$$\overline{CD} = R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{y} \quad \overline{OC} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \phi + c \cos \phi$$

Operando:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \phi + 2c \cos \phi$$

Agrupando términos:

$$\sigma_1 (1 - \operatorname{sen} \phi) = \sigma_3 (1 + \operatorname{sen} \phi) + 2c \cos \phi$$

Despejando σ_1 se puede escribir:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \qquad (11\text{–}25)$$

Pero, según se vio antes:

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = N_\phi$$

Copyrighted material

Hidden page

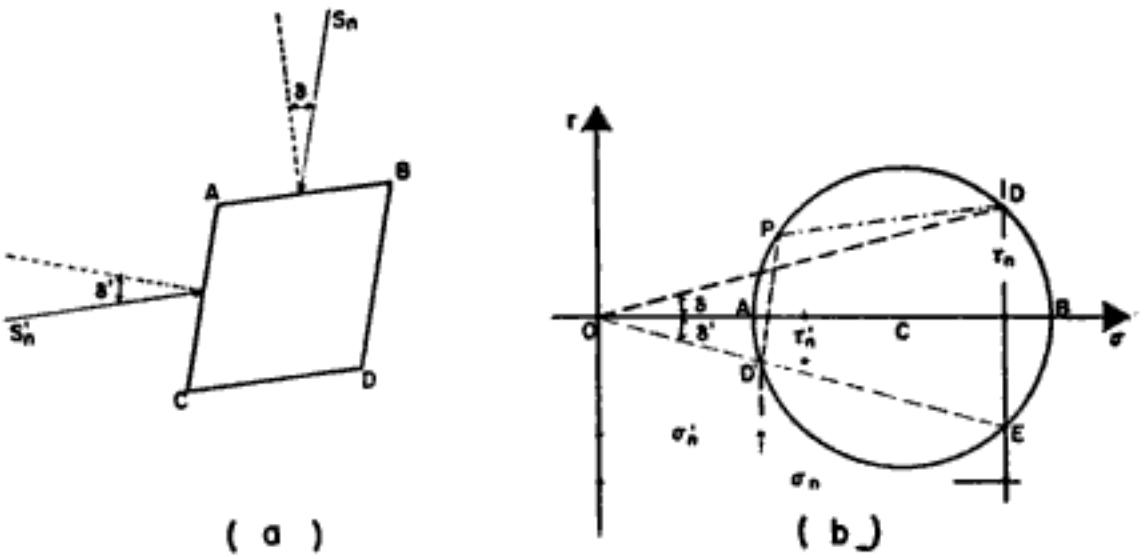


Figura XI-11. Esfuerzos conjugados.

Por lo tanto, podrá escribirse:

$$\hat{E} = 180 - \hat{P} = 180 - \hat{A} = 180 - (90 + \delta) = 90 - \delta$$

Pero

$$\hat{E} = \hat{C} = 90 - \delta'$$

Por lo tanto:

$$\delta = \delta' \quad \text{(q.e.d.)}$$

Resulta de interés para algunas aplicaciones especiales el conocer la relación entre los esfuerzos conjugados:

$$\frac{s'_n}{s_n} = \frac{\overline{OD'}}{\overline{OD}}.$$

Observando la Fig. XI-11 puede escribirse, en los triángulos OCD y OCD':

$$R^2 = \overline{OC}^2 + \overline{OD}^2 - 2 \cdot \overline{OC} \cdot \overline{OD} \cos \delta$$

y

$$R^2 = \overline{OC}^2 + \overline{OD'}^2 - 2 \cdot \overline{OC} \cdot \overline{OD'} \cos \delta$$

Lo cual puede escribirse:

$$\overline{OD}^2 - 2\overline{OC} \cdot \overline{OD} \cdot \cos \delta + \overline{OC}^2 - R^2 = 0$$

y

$$\overline{OD'}^2 - 2 \cdot \overline{OC} \cdot \overline{OD'} \cos \delta + \overline{OC}^2 - R^2 = 0$$

Resolviendo las ecuaciones de segundo grado en OD y OD' y teniendo en cuenta que:

Copyrighted material

$$R = \overline{OC} \operatorname{sen} \phi, \quad \text{resulta:}$$

$$\overline{OD} = \overline{OC} \cos \delta \pm \overline{OC} \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}$$

y

$$\overline{OD'} = \overline{OC} \cos \delta \pm \overline{OC} \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}$$

Resulta obvio que para $\overline{OD}$ debe escogerse el signo más y para $\overline{OD'}$ el menos, en los correspondientes radicales, por lo tanto:

$$\frac{s'_n}{s_n} = \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \qquad (11\text{–}28)$$

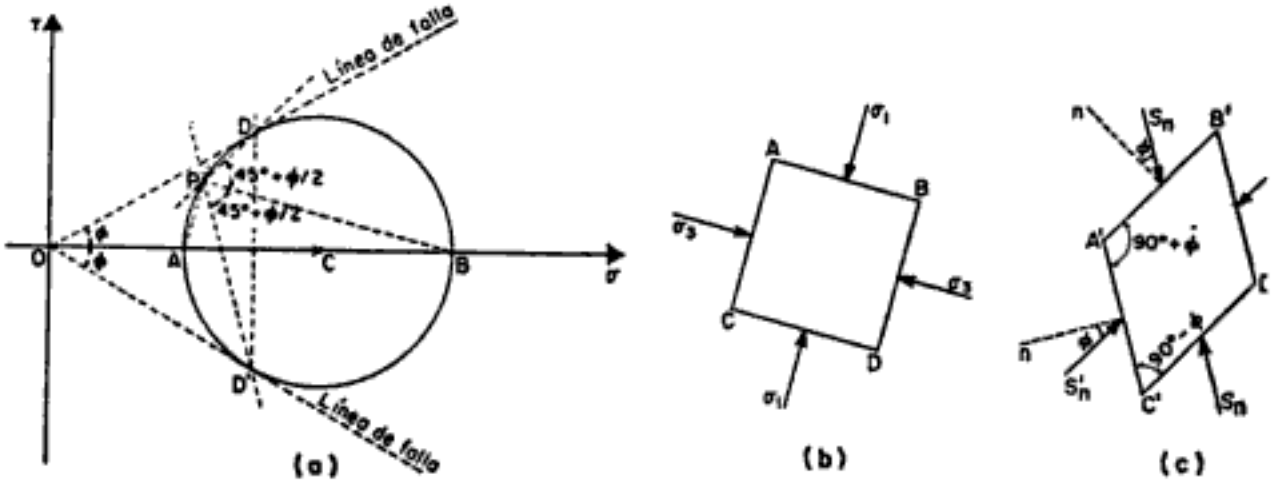


Figura XI-12. Planos conjugados en un elemento en estado de falla incipiente.

En el caso en que se admita una hipótesis de falla del tipo visto atrás en primer lugar; es decir, según la ley:

$$s = \sigma \tan \phi \qquad (11\text{–}20)$$

Es importante hacer notar que los esfuerzos actuantes en los planos críticos, en condición de falla incipiente, resultan conjugados.

En la Fig. XI-12.a aparece un círculo de Mohr, que se supone representativo de un estado de esfuerzos crítico en un cierto punto; se supone que P representa el polo de ese estado de esfuerzos. Según teorías ya discutidas, la dirección $\overline{PB}$ será la del plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, σ_1, y $\overline{PA}$ la del plano en que actúa el menor, σ_3. Estas direcciones se ilustran en la sección (b) de la misma figura. Los puntos D y D'. sobre las líneas de falla, representan los esfuerzos críticos y, según el mismo método del polo, las direcciones de los planos de falla representados en la parte (c), serán las $\overline{PD}$ y $\overline{PD'}$ que forman ángulos de $45 + \phi/2$ con el plano en que actúa el esfuerzo principal mayor, según ya se vio. Consecuentemente, el ángulo en $\hat{A}'$ [parte (c)] será

Copyrighted material

Hidden page

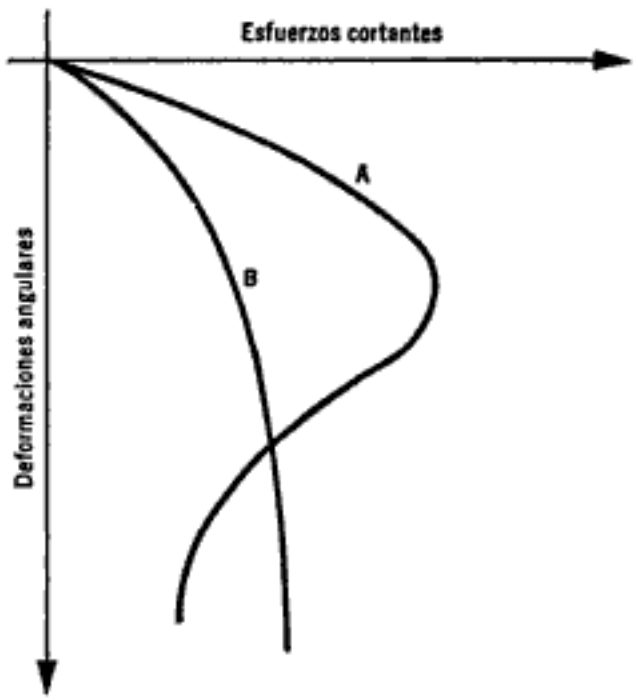


Figura XI-a.1. Curvas esfuerzos cortantes-deformaciones angulares.

máximo que resiste dicho material puede establecerse el momento en que ocurre la falla estudiando la curva de esfuerzos cortantes-deformaciones angulares, como se ve en la figura XI-a.1.

En el caso de la curva *A* la posición del punto de falla podría definirse con claridad, en el punto de máximo esfuerzo cortante (falla frágil), mientras que en la curva *B* (falla plástica) resulta confuso fijar cualquier punto como límite, y la condición de falla ha de establecerse arbitrariamente.

Los criterios de falla que se han presentado en el pasado podrían clasificarse primeramente en dos grupos:

a) El que utiliza criterios dinámicos; es decir, que refiere la condición de falla a esfuerzos actuantes.
b) El que utiliza criterios cinemáticos, en los que la falla se define en términos de las deformaciones producidas.

Actualmente, las Teorías de Falla más usadas siguen criterios dinámicos, y las correspondientes al segundo grupo no gozan de gran predicamento. En el análisis que sigue, se trata una sola Teoría de Falla de tipo cinemático y es precisamente la mencionada en primer lugar entre las que siguen:

a) *Teoría de la deformación unitaria máxima* (Saint-Venant).

Esta teoría supone que la falla está determinada por la máxima deformación unitaria elástica, en tensión o compresión, que experimenta el material sujeto a esfuerzos.

Esta teoría ha sido condenada por los experimentos de Bridgman, que demostró que si un material se sujeta a deformaciones

Copyrighted material

principales iguales según tres direcciones cartesianas ortogonales, aplicando alta presión hidrostática, no se produce en él ruptura ni flujo plástico y ello aunque las deformaciones producidas sean muy importantes. De hecho, Bridgman demostró que el comportamiento de muchos materiales era casi perfectamente elástico bajo las altas presiones hidrostáticas usadas en los experimentos.

Dentro de las teorías de tipo dinámico, las que han alcanzado mayor notoriedad son las siguientes:

b) *Teoría del máximo esfuerzo normal* (Rankine).

Supone que la ruptura o el flujo plástico del material está determinado por el mayor esfuerzo principal y no depende de los otros esfuerzos principales.

Los mismos experimentos de Bridgman hacen ver a esta teoría como inadecuada, pues cuando los 3 esfuerzos principales son iguales, el material puede soportar muy grandes presiones, sin que se presente una condición de falla.

c) *Teorías de máximo esfuerzo cortante.*

Con el criterio de atribuir la falla al esfuerzo cortante actuante máximo existen varias teorías, que podría decirse son las de más amplio uso, porque son las que experimentalmente han rendido los mejores resultados.

1. *Teoría de Guest:*

Según esta teoría, la falla está determinada por el máximo esfuerzo cortante o la máxima diferencia entre los esfuerzos principales. Guest supuso que el esfuerzo cortante límite es una constante del material. La experiencia, sin embargo, ha demostrado que las ideas anteriores no representan al comportamiento de materiales frágiles, tales como rocas, concreto, etc.; tampoco es aplicable en arenas ni arcillas, pues la resistencia al esfuerzo cortante, representada por el esfuerzo cortante de falla, dista de ser constante en estos materiales.

2. *Teoría de Coulomb:*

En 1733 Coulomb estableció una teoría según la cual un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un plano a su través alcanza un valor límite máximo. Dentro de la teoría, que también es atribuida a Navier se acepta que dicho esfuerzo cortante límite depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley de variación lineal entre ambos tipos de esfuerzos.

Esta teoría se usó en épocas pasadas, en los comienzos de los estudios modernos de la Mecánica de Suelos.

3. *Teoría de Mohr:*

Esta teoría, debida a Otto Mohr establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial al normal (oblicuidad) alcance un cierto

Copyrighted material

valor máximo. Dicho máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. La teoría de Mohr no fija la hipótesis de variación lineal entre el esfuerzo normal y el cortante que definen la oblicuidad límite en la superficie crítica; según esta teoría, dicha ley de variación queda representada en general por una curva. Esta teoría explica satisfactoriamente varios fenómenos de importancia en los materiales frágiles, como rocas, concreto y suelos.

La Mecánica de Suelos actual utiliza generalmente como criterio de falla lo que suele llamarse el criterio de Mohr-Coulomb, con líneas de falla curvas. Se atribuye la falla al esfuerzo cortante y se acepta que éste depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla, pero se acepta también que la relación entre ambos esfuerzos no es constante. La teoría de Coulomb, que resulta ahora un caso particular de la generalizada de Mohr-Coulomb, puede ser suficientemente satisfactoria en muchos problemas, tales como los que se refieren a los suelos arenosos sujetos a niveles de esfuerzos bajos y a los suelos plásticos saturados y normalmente consolidados. En los suelos plásticos no saturados o preconsolidados, la generalización que representa el criterio de Mohr es conveniente.

Modernamente se han desarrollado otras teorías que toman en cuenta el esfuerzo normal principal intermedio. Estas teorías usan de los conceptos esfuerzo normal octaédrico y esfuerzo tangencial octaédrico, que corresponden respectivamente al promedio de los tres esfuerzos normales principales y al esfuerzo tangencial que actúa en un plano igualmente inclinado respecto a los tres planos principales. Manejando estos dos conceptos en forma similar a como se manejaron el esfuerzo cortante máximo y al esfuerzo normal en el plano de falla, pueden obtenerse teorías de falla análogas a las antes mencionadas, pero referentes a esfuerzos octaédricos. Así la teoría de Von Mises supone que existe un esfuerzo tangencial octaédrico límite constante que define la resistencia de los materiales. Esta teoría coincide con la de Guest cuando el esfuerzo principal intermedio es igual a uno de los otros dos esfuerzos principales. La teoría de Von Mises no es tampoco aplicable a rocas, concreto o suelo y sólo ha trabajado bien al ser aplicada a metales dúctiles.

Generalizaciones de esta teoría consideran al esfuerzo tangencial octaédrico límite como función del esfuerzo normal octaédrico, lo cual parece dar buen resultado para un número mayor de materiales reales.

En el caso de los suelos, parece que uno de los mejores criterios de falla hoy disponibles es una generalización de las ideas de Mohr-Coulomb a un espacio cartesiano ortogonal de tres dimensiones.

En las referencias 1 a 7 podrá profundizarse convenientemente sobre las distintas teorías mencionadas.

Referencias

1. Rutledge, P. C.—*Theories of Failure of Materials Applied to the Shearing Resistance of Soils*—Proc. Purdue Conference on Soil Mechanics and its applications—1940.

Copyrighted material

Hidden page

XII

Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

XII-1. Introducción

El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales de toda la Mecánica de Suelos. En efecto, una valoración correcta de ese concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles.

Empero, debe hacerse notar que, quizá como ningún otro, este capítulo de la especialidad refleja las incertidumbres y encrucijadas científicas del momento. Gracias sobre todo a Coulomb, la Mecánica de Suelos tradicional había creído resolver el trascendental problema en forma satisfactoria; durante años, basándose en ideas sin duda más precisas que otras anteriores, el ingeniero valuó la resistencia al esfuerzo cortante y construyó obras de tierra con una tranquilidad que hoy se antoja exagerada. Una vez que, en épocas modernas y aprovechando desarrollos paralelos de la Teoría de la Plasticidad, se revisaron las ideas tradicionales sobre la resistencia de los suelos, se vio que aquéllas podrían ser muy difícilmente sostenidas; de hecho, se hizo indispensable abandonarlas. Sin embargo, la tecnología o investigación actuales no han sido capaces aún de sustituir el cuerpo de doctrina, sistematizado y completo del que antes se disponía, por otro análogo y acorde con las nuevas ideas; en lo que se refiere al problema de la resistencia al esfuerzo cortante, la Mecánica de Suelos está en una etapa de transición: la investigación moderna se ha mostrado iconoclasta con lo antiguo y, por otra parte, aún no le ha sido posible elaborar una doctrina completa y sistemática. Esta es la razón por la que aún hoy en muchos laboratorios de ingeniería de suelos se trabaja en estos terrenos, como si los últimos años no hubiesen transcurrido, por lo que

Copyrighted material

el tema resulta particularmente espinoso para ser abordado en un libro de texto.

En lo que sigue, tratarán de exponerse las ideas tradicionales sobre el tema, indicando las razones que aconsejan su abandono y se expondrán algunas de las ideas modernas que aparecen hoy como de sobrevivencia más probable. El lector no debe olvidar que las verdaderas fuentes actuales del tema son los artículos, comunicaciones y trabajos de investigación que, en gran número, aparecen por doquier; allí, eliminando lo que haya de probarse insostenible, se encontrarán las ideas que irán normando el futuro de este campo.

XII-2. Reseña histórica

El primer trabajo en que seriamente trató de explicarse la génesis de la resistencia de los suelos es debido al conocido físico e ingeniero francés C. A. Coulomb (1776).[1] La primera idea de Coulomb consistió en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos, según la Mecánica elemental.

Es sabido que si un cuerpo (Fig. XII-1.a) sobre el que actúa una fuerza normal P ha de deslizar sobre una superficie rugosa, se encuentra que la fuerza F, necesaria para ello, resulta ser proporcional a P, teniéndose:

$$F = \mu P$$

donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Coulomb admitió que, en primer lugar, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción arriba mencionado rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelos. Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma $\overline{AA'}$ (Fig. XII-1.b) el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano, es proporcional al valor de σ, presión normal en el plano $\overline{AA'}$, teniéndose:

$$\frac{F}{A} = s = \tau_{\text{máx.}} = \sigma \tan \phi$$

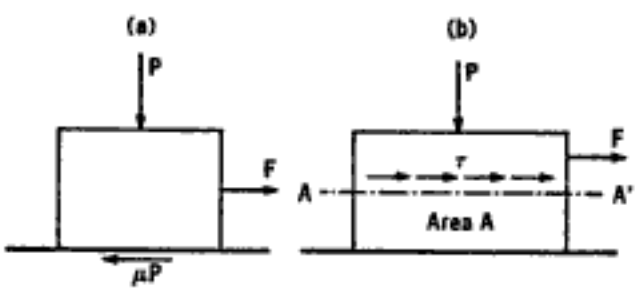


Figura XII-1. Mecanismos de los fenómenos de fricción.

Copyrighted material

Automáticamente nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante, τ, alcanza un valor, s, tal que:

$$s = \sigma \tan \phi \tag{12–1}$$

La constante de proporcionalidad entre s y σ, tan ϕ, fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al cual él llamó "ángulo de fricción interna" y definió como una constante del material.

De la ecuación (12–1) se deduce que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que la obedezcan debe ser nula para $\sigma = 0$. Basta tener en una mano entreabierta una muestra de arena seca y suelta (por ejemplo, arena de playa), en la cual obviamente puede considerarse $\sigma = 0$, para darse cuenta, al ver deslizar entre los dedos a la arena, que ese material es de los que para $\sigma = 0$ presentan una $s = 0$. Por otra parte, Coulomb pudo observar que, en otros materiales, tales como por ejemplo un fragmento de arcilla, el sencillo experimento anterior conduce a otras conclusiones; en efecto, es un hecho que la arcilla no deslizaría entre los dedos, de modo que ese material exhibe resistencia al esfuerzo cortante aun en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo. A los materiales de este último tipo, Coulomb les asignó arbitrariamente otra fuente de resistencia al corte, a la cual llamó "cohesión" y consideró también una constante de los materiales. Es más, Coulomb observó que en arcillas francas, la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión normal exterior actuante sobre ellas y, por lo tanto, en dichos materiales parecía existir sólo cohesión, comportándose en definitiva como si en ellos $\phi = 0$. La ley de resistencia de estos suelos será:

$$s = c \tag{12–2}$$

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas entre las antes enumeradas; es decir, presentan, a la vez "cohesión" y "fricción interna", por lo que puede asignárseles una ley de resistencia que sea una combinación de las (12–1) y (12–2). Esta ecuación, tradicionalmente conocida en Mecánica de Suelos con el nombre de ley de Coulomb, podría escribirse:

$$s = c + \sigma \tan \phi \tag{12–3}$$

Así, las ecuaciones (12–1) y (12–2) pueden verse como casos particulares de una ley más general. Un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante pueda representarse por una ecuación del tipo (12–1) se ha llamado tradicionalmente "suelo puramente friccionante", así como un suelo que satisfaga la ley (12–2) ha recibido el nombre de "puramente cohesivo". En el caso más general se ha hablado de suelos "cohesivos y friccionantes" o suelos "intermedios".

Estos términos aún son usados en la actualidad por muchos ingenieros, aunque el significado íntimo de las expresiones se haya modificado considerablemente, respecto al pensamiento original de Coulomb.

Copyrighted material

La ecuación (12–3) fue usada por más de un siglo y sirvió de base para la elaboración de teorías de presión de tierra, capacidad de carga y métodos de análisis de la estabilidad de terraplenes y presas de tierra.

No obstante, los ingenieros con ciertas dotes de observación empezaron a notar las fuertes discrepancias que existían entre la realidad y lo que alguno de ellos llegó a denominar teorías de "libros de texto".[2] En 1925[3] Terzaghi estableció, con base en serias investigaciones experimentales, comenzadas alrededor de 1920, que en las ecuaciones (12–1) y (12–3) la presión normal total debería sustituirse por la presión intergranular (X-5), de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, o sea la presión efectiva, no es la total, sino la intergranular. Actualmente es común considerar los términos intergranular y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones. La ecuación (12–3) se modificó así para tomar la forma:

$$s = c + (\sigma - u_n) \tan \phi \qquad (12\text{–}4)$$

En donde, como es usual, u_n representa la presión neutral en el agua. La modificación de Terzaghi tomó en cuenta, por primera vez, la trascendental influencia del agua contenida en el suelo. Pronto se descubrió que el valor de u_n depende no sólo de las condiciones de la carga, sino también y en forma muy notable, de la velocidad de aplicación de ella,[4] lo que condujo a distinguir el valor de la resistencia "lenta" de la "rápida"; más adelante habrá ocasión de extender estas ideas.

Posteriormente, Hvorslev[5] hizo notar que el valor de la "cohesión" de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Por lo tanto, la ecuación (12–3) debe escribirse ahora:

$$s = f(w) + (\sigma - u_n) \tan \phi \qquad (12\text{–}5)$$

Es interesante hacer notar que la contribución de Hvorslev destruyó, de una vez por todas, la idea, en sí insostenible, de que c fuese una constante del material.

La ley (12–5) es lineal en un diagrama $\sigma - s$ para todo valor de σ. Las ideas más recientes sobre el tema, aplicadas a suelos compresibles, hacen necesario establecer una distinción entre las arcillas normalmente consolidadas, para las que la ley lineal parece seguir siendo satisfactoria, con la ordenada en el origen nula ($c = 0$) y las preconsolidadas, en las que la ley lineal ha tenido que ser sustituida por otra más complicada. En lo que sigue habrá ocasión de insistir sobre estas ideas.

XII-3. Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante

Durante muchos años, la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para la determinación de la

Copyrighted material

resistencia de los suelos; hoy, aun cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida en buena parte por las pruebas de compresión triaxial, descritas adelante.

Un esquema del aparato necesario para efectuar la prueba se presenta en la Fig. XII-2.

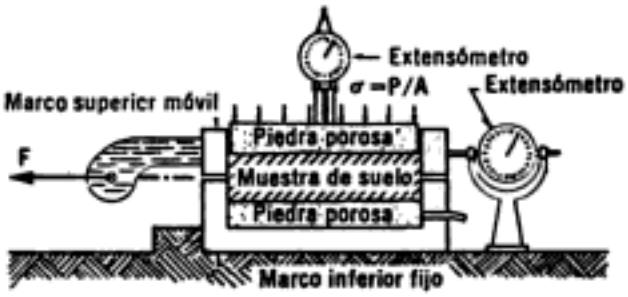


Figura XII-2. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ, graduable a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical. Una descripción un poco más detallada de la prueba figura en el Anexo XII-a.

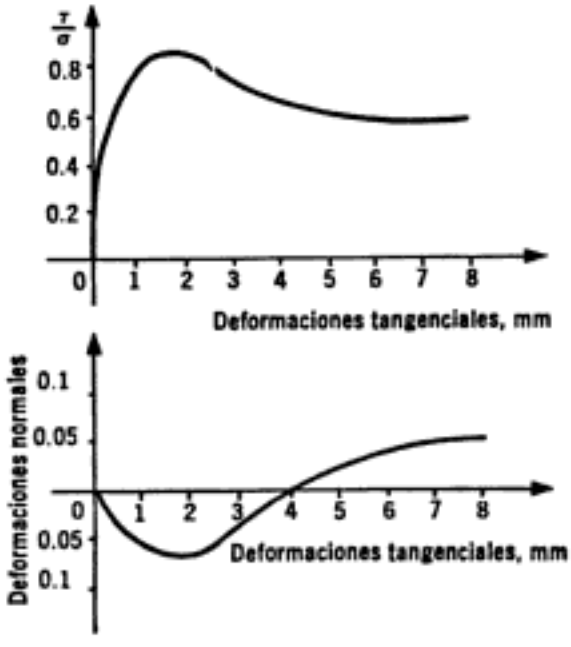


Figura XII-3. Gráficas de los resultados de una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Copyrighted material

Los resultados de la prueba, en la cual suelen calcularse los valores de la relación τ/σ correspondientes a deformaciones sobre el plano de falla, se dibujan en forma similar a la indicada en la Fig. XII-3.

En ésta, como en todas las pruebas de resistencia de suelos, caben dos posibilidades de realización: el método de esfuerzo controlado y el de deformación controlada. En el primero la prueba se lleva a efecto aplicando valores fijos de la fuerza tangencial al aparato de modo que el esfuerzo aplicado tiene en todo momento un valor prefijado; en el segundo tipo, la máquina actúa con una velocidad de deformación constante y la fuerza actuante sobre el espécimen se lee en la báscula de la máquina que la aplica.

Ejecutando varias pruebas con diversos valores de la presión normal, pueden trazarse puntos en la gráfica $\sigma - s$ con los valores de las presiones normales y los valores máximos de τ obtenidos de cada una de las pruebas. Uniendo los puntos así obtenidos se tendrá la línea de falla del material, correspondiente a este procedimiento de prueba.

Una de las desventajas de esta prueba consiste en la imposibilidad de conocer los esfuerzos que actúan en planos distintos al de falla durante su realización. En el instante de falla incipiente, los esfuerzos actuantes en estas otras direcciones pueden determinarse teniendo en cuenta que, en ese instante, el círculo de falla debe ser tangente a la línea de falla. Este círculo, así como los valores y direcciones de los esfuerzos principales, pueden obtenerse por el procedimiento del polo como se ilustra en la Fig. XII-4.

En esta figura se ha considerado que la línea de falla pasa por el origen de coordenadas. Conociendo los esfuerzos σ y $s = \tau_{máx.}$ (punto D) se traza el círculo tangente a dicha línea de falla en D, cuyo centro está sobre el eje σ. El polo P se encuentra trazando por D una paralela al plano en que actúan esos esfuerzos; es decir, en dirección horizontal. Uniendo P con A y B se tienen las direcciones de los planos principales, que se detallan en la sección (a) de la Fig. XII-4. Nótese que el punto D está en la parte positiva del eje τ, debido a que la desviación ϕ del esfuerzo total en la sección de falla es positiva, según la convención ya introducida.

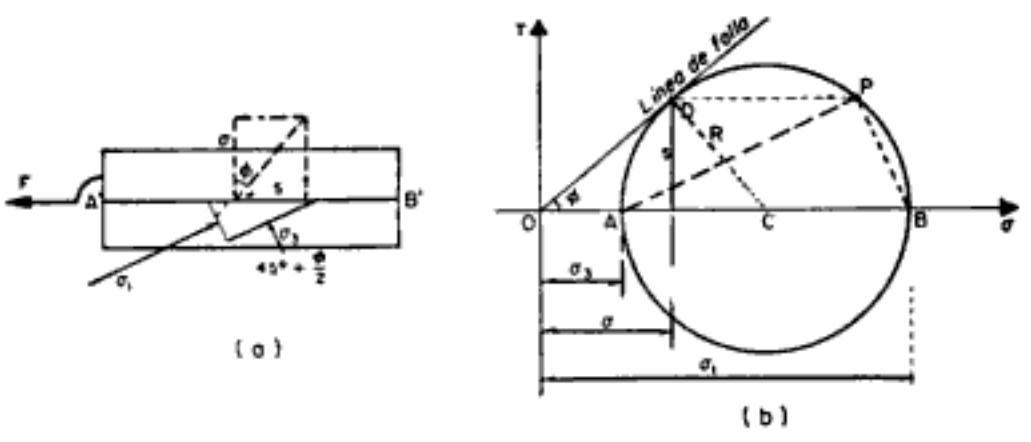


Figura XII-4. Círculo de falla con los esfuerzos y direcciones principales en la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Copyrighted material

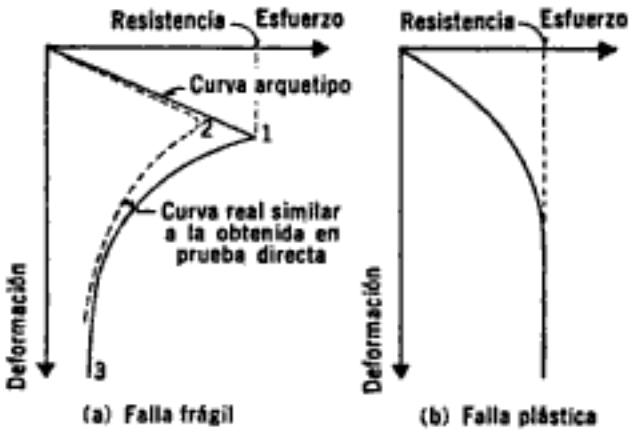


Figura XII-5. Tipos de falla considerados en los suelos.

Es sabido que cuando un material falla en una prueba de resistencia su curva esfuerzo-deformación será semejante a alguno de los dos arquetipos que aparecen en la Fig. XII-5.

La curva llena, de (a) es representativa de materiales llamados de "falla frágil" y se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido (resistencia) desciende rápidamente, al aumentar la deformación. La curva (b) corresponde a materiales de "falla plástica" en los que la falla se produce a un esfuerzo que se sostiene aunque la deformación aumente; la falla no está bien definida, habiendo en realidad lo que suele denominarse un flujo del material, bajo esfuerzo constante.

Uno de los inconvenientes más importantes de la prueba de resistencia al esfuerzo cortante directa es que su uso debe restringirse a los suelos de falla plástica, debiendo no efectuarse en suelos frágiles, pues la curva esfuerzo-deformación obtenida para éstos resulta desplazada hacia valores menores del esfuerzo, respecto a la que se obtendría con pruebas más adecuadas, proporcionando, por lo tanto, valores menores de la resistencia (curva discontinua de la Fig. XII-5.a). El hecho puede explicarse como sigue: cuando se inicia el movimiento del marco móvil, la deformación tangencial en la superficie de falla $\overline{A'B'}$ no es uniforme, sino que existen concentraciones de deformación en las zonas próximas a A' y a B', que son menores en el centro de la muestra. A estas diferentes deformaciones corresponden diferentes esfuerzos en un material frágil y cuando las zonas A' y B' alcancen la deformación y el esfuerzo de falla, en el centro de la muestra obrarán esfuerzos mucho menores; al proseguir la deformación la falla progresa hacia el centro de la muestra y las zonas extremas, ya falladas, estarán trabajando a un esfuerzo mucho menor que el de falla (falla progresiva). El extensómetro horizontal mide lo que podría considerarse, la deformación media de la superficie de falla y así, la resistencia medida en la prueba, en el momento en que la falla se presente en un suelo frágil, es un promedio de los esfuerzos actuantes que no representa la máxima resistencia, sino que es menor. Esto no sucede en los suelos de falla plástica, pues una vez alcanzada la falla, en todos los puntos de

Copyrighted material

la sección crítica los esfuerzos son iguales, independientemente de cualquier concentración de la deformación tangencial; en este caso el esfuerzo promedio representa al máximo de falla.

El grado en que el mecanismo de falla progresiva afecta los resultados de una prueba, está teóricamente representado por la diferencia de esfuerzos de los puntos 1 y 2 de la Fig. XII-5.a.

Esta diferencia depende de varios factores de los que el más importante es la diferencia que, a su vez, exista entre la resistencia máxima (punto 2) y lo que suele denominarse resistencia última del material (punto 3). Así, cuando al efectuarse una prueba se encuentre que la diferencia entre la resistencia máxima y última sobre la curva real obtenida en el laboratorio sea grande, respecto al valor de la resistencia máxima, podrá pensarse que, en ese suelo, el mecanismo de falla progresiva fue de importancia y por lo tanto la resistencia obtenida será muy conservadora, respecto a la real.

En la práctica, sobre todo en análisis que se refieran a cuestiones de estabilidad, es conveniente distinguir entre la falla en puntos aislados y la falla del conjunto de la masa de suelo. En teoría de estructuras, cuando se usa un criterio "elástico" de diseño, es norma calcular los distintos elementos de modo que en ningún punto de ellos se sobrepase el esfuerzo de falla. En Mecánica de Suelos suele seguirse otro criterio, por otra parte también ampliamente usado en la teoría de las estructuras, según el cual no es objetable que ciertas zonas de la masa hayan sobrepasado su resistencia elástica y estén en estado plástico confinado, siempre y cuando el conjunto esté en razonables condiciones de seguridad.

Se sigue que la prueba de que se está tratando, únicamente puede usarse en suelos de falla plástica, como son las arcillas blandas y las arenas sueltas. En arcillas rígidas y arenas compactas, la prueba conduce a resultados por lo general demasiado conservadores.

Otro inconveniente que suele citarse para la prueba es el hecho de que el área de la sección crítica está, en realidad, variando durante la aplicación de la fuerza tangencial, lo cual conduciría a efectuar correcciones, que normalmente no suelen hacerse.

XII-4. Prueba "in situ" por medio de la veleta

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos". La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos "in situ", es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. La alteración de los suelos sujetos a la prueba dista, sin embargo, de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual vayan a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde un punto de vista interpretativo

Copyrighted material

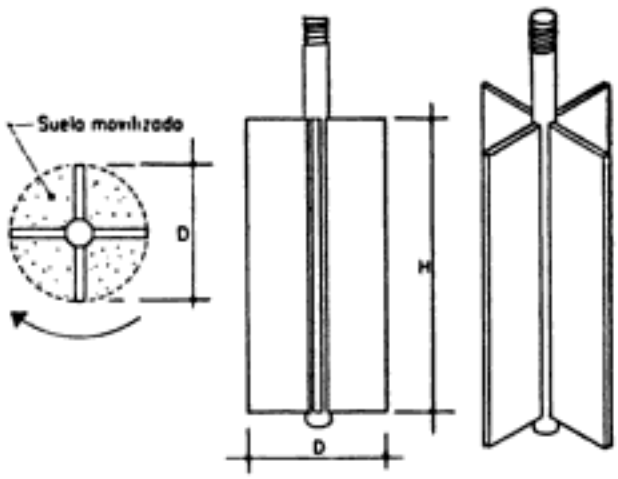


Figura XII-6. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada y está afectada por algunas de sus limitaciones.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, generalmente de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. XII-6). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Generalmente la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{R_L} = \pi DH \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y, despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{R_B} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular.

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

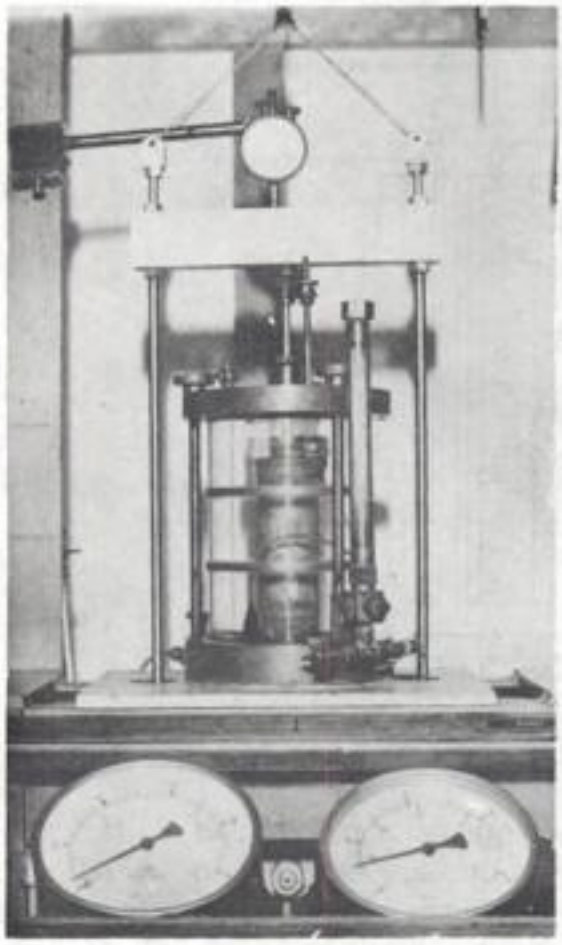


Figura XII-8. Detalle de una cámara triaxial (Laboratorio del Departamento de Geotécnia de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. México, D. F.)

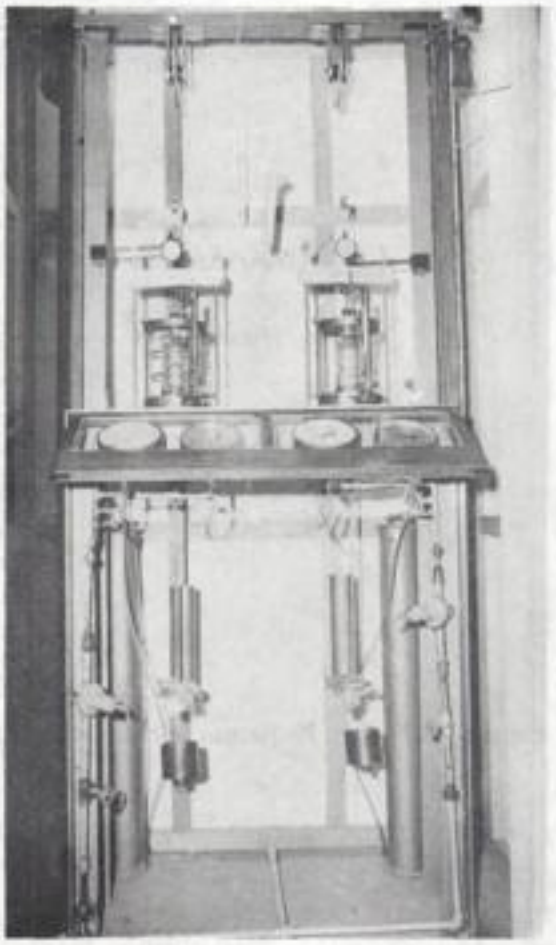


Figura XII-9. Conjunto de un banco triaxial (Laboratorio del Departamento de Geotécnia de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. México, D. F.)

En épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada, el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero se mantiene la presión axial constante, para lo que son precisos los ajustes correspondientes en la presión transmitida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto al esfuerzo axial como al lateral.

Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos: Pruebas de compresión y de extensión.

Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial del espécimen disminuye y las de extensión, aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba.

Una prueba de compresión puede tener, evidentemente, varias modalidades de laboratorio; en efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer disminuir aumentando el esfuerzo axial, por aumento de la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo

Copyrighted material

axial, pero haciendo disminuir el lateral, dado por el agua (naturalmente, este método exige ajustes en la carga transmitida por el vástago, para mantener la misma presión axial) o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo la lateral simultáneamente; la más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión lateral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Correspondientemente, las pruebas de extensión pueden tener también varias modalidades. En la primera, la dimensión axial del espécimen se hace aumentar disminuyendo la presión axial, pero se deja constante la presión lateral; en la práctica esto se logra haciendo que el vástago ejerza una tracción sobre el espécimen. En la segunda modalidad, la presión axial se hace permanecer constante (con los precisos ajustes con el vástago), pero se hace aumentar la presión dada con el agua. Finalmente, en la tercera modalidad posible, se hace disminuir la presión axial, a la vez que se aumenta la lateral; en este tipo de prueba también es muy usual que la disminución de presión axial sea, en cada variación de carga aplicada, doble del aumento de la presión lateral, buscando una vez más, que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantenga.

Es usual llamar σ_1, σ_2, σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1; los esfuerzos intermedio y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y quedan dados por la presión lateral. En una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor (σ_3); el mayor y el intermedio son ahora iguales y están dados por la presión lateral del agua ($\sigma_1 = \sigma_2$).

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr (capítulo XI), con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sujeto a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado.

La resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de esos factores, tratando de reproducir las condiciones reales de ese caso particular. Por ello no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Parece que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más tí-

Copyrighted material

Hidden page

mara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe qué parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo vertical, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida. (Símbolo *R*). Prueba sin consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple. (Símbolo C_s).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Más adelante se describen los aspectos teóricos de estas pruebas realizadas en suelos en diferentes condiciones y en el Anexo XII-c de este capítulo se detallan los procedimientos de laboratorio para llevarlas a cabo.

XII-6. Pruebas de compresión triaxial en suelos "friccionantes"

En suelos "puramente friccionantes", tales como las arenas limpias, las pruebas de compresión triaxial arriba mencionadas encuentran para su ejecución el inconveniente de orden práctico de no poderse labrar un espécimen apropiado, por desmoronarse el material durante la operación;

Copyrighted material

aun si se trabaja con muestras alteradas la preparación de la muestra resulta complicada e insegura. La dificultad puede subsanarse con muestras alteradas secas usando la prueba al vacío, cuya descripción figura en el Anexo XII-c de este capítulo. La esencia de la prueba consiste en aplicar el esfuerzo lateral σ_c por medio de un vacío que se comunica a una muestra de arena, previamente envuelta en una membrana de hule; este vacío cumple también la misión de proporcionar soporte a la arena impidiendo que se derrumbe.

El hecho de que la prueba al vacío haya de ser efectuada en muestras alteradas secas no le resta mucho valor práctico a sus conclusiones en lo que se refiere a las aplicaciones, por ejemplo a un análisis de estabilidad de un talud o de capacidad de carga de un estrato, pues las características de esfuerzo-deformación y resistencia de una arena natural pueden considerarse sensiblemente iguales a las de una muestra alterada en la cual se hayan reproducido las condiciones de compacidad relativa del campo. Por otra parte la prueba da buena idea del comportamiento mecánico de arenas saturadas, similar, según queda dicho, al de las secas, siempre y cuando se les considere la presión efectiva como presión actuante.

Sea con la prueba al vacío aquí mencionada o con otros tipos de pruebas especiales que no se discuten, es posible realizar una investigación de las características de resistencia de las arenas a la compresión triaxial.

Por otra parte, es de interés hacer notar que en cuanto la arena posea algo de cementación natural ya es posible someterla a pruebas triaxiales convencionales.

XII-7. Factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos"

Según ya se dijo, el término "cohesivo" ha sido usado tradicionalmente en Mecánica de Suelos con referencia a aquellos suelos que sin presión normal exterior apreciable, presentan características de resistencia a los esfuerzos cortantes. El término nació porque en realidad se pensaba que estos suelos tenían "cohesión"; es decir, se creía en la presencia de una suerte de liga entre las partículas constituyentes; hoy la denominación prevalece, aun cuando está bastante bien establecido que la resistencia de estos suelos tiene, esencialmente, la misma génesis que en los suelos granulares: la fricción. En una muestra de suelo, aun no existiendo presiones exteriores, la estructura está sujeta a presiones intergranulares, a causa, sobre todo, de efectos capilares; estas presiones hacen posible la generación de un mecanismo de fricción entre las partículas sólidas del material.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" es de mucho más difícil determinación que en los suelos "friccionantes", pues en los primeros la estructura del suelo no puede adaptarse con suficiente flexibilidad a cualesquiera nuevas condiciones de esfuerzo que

Copyrighted material

puedan presentarse; esto es debido, sobre todo, a la relativamente baja permeabilidad de estos suelos, respecto a las arenas; ahora, el agua requiere siempre períodos importantes de tiempo para movilizarse dentro de la masa de suelo. El análisis se hace más complejo al tomar en cuenta que las cantidades de agua movilizadas son ahora también mucho más importantes que en el caso de las arenas, por la compresibilidad relativamente grande, característica de los suelos "cohesivos".

Así como en materiales tales como el acero o el concreto no existe inconveniente práctico de consideración para tomar su resistencia a los esfuerzos como constante, por lo menos en todos los problemas referentes a los diseños estructurales comunes, la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos "cohesivos" se ve de tal manera influenciada por factores circunstanciales que, en ningún caso, es permisible manejarla con fórmulas o criterios prefijados, siendo imperativo en cada caso, efectuar un estudio minucioso y específico de tales factores, hasta llegar a determinar el valor que en cada problema haya de emplearse para garantizar la consecución de los fines tradicionales del ingeniero: la seguridad y la economía. Este hecho complica, sin duda, el manejo de la teoría en los casos de la práctica, pero, por otro lado, garantiza que al ingeniero de suelos que aspire a mediana competencia no le es lícita la inercia mental que lleva a la aplicación indiscriminada de fórmulas o manuales, tan frecuente, por desgracia, en otras especialidades ingenieriles.

Los factores que principalmente influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le sujete y sensibilidad de su estructura.

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de estos factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se someta a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante (Fig. XII-10). La prueba se usa ahora con fines puramente explicativos, aunque en la realidad sólo sea aplicable a arcillas de falla plástica, y, aun para éstas, haya pruebas preferibles.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal σ_1, proporcionada por una carga P, cualquiera. Supóngase

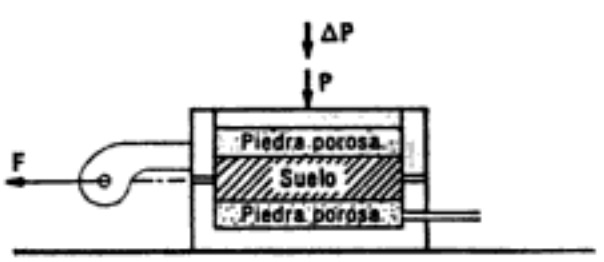


Figura XII-10. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F. La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ_1; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P, la muestra se expanderá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo hasta que, finalmente el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme las compresiones o tensiones, originadas en el agua por las cargas, se disipen con el tiempo.

XII-8. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "friccionantes"

Para una mejor comprensión de las características de resistencia de los suelos es conveniente tratar primeramente aquellos que suelen considerarse puramente friccionantes; es decir, las arenas limpias, las gravas limpias y los enrocamientos (aunque estos últimos caigan fuera de la categoría de los suelos definidos en forma tradicional) y las combinaciones de tales materiales.

Los criterios que se describen a continuación se refieren a la prueba directa de esfuerzo cortante, por simplicidad y buscando mayor claridad de exposición. El comportamiento triaxial se expondrá en un capítulo posterior.

La explicación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes parte de los mecanismos de la fricción mecánica, presen-

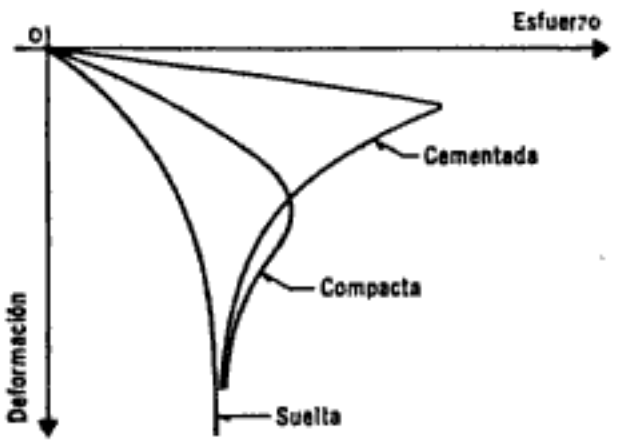


Figura XII-11. Gráficas esfuerzo-deformación para una arena en estado suelto, compacto y cementado, bajo la misma presión normal.

Copyrighted material

tados en la Fig. XII-1, pero para una aplicación más estricta de esta ley a una masa de partículas discretas, hay que considerarlos actuando en los puntos de contacto. Cuanto mayores sean las partículas menos serán los puntos de contacto, si todas las demás circunstancias prevalecen y, por lo tanto, mayores serán las concentraciones de presión en ellos. Análogamente, los puntos de contacto aumentan con la mejor distribución granulométrica. Las presiones en los puntos de contacto cobran importancia si se relacionan con la resistencia individual de los granos del material, pues bajo aquellas, éstos pueden llegar a deformarse o a romperse.

La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccionante depende de las siguientes características del propio material:

Compacidad.
Forma de los granos.
Distribución granulométrica.
Resistencia individual de las partículas.
Tamaño de las partículas.

Además de las características anteriores existen dos factores circunstanciales, dependientes de cómo se hace llegar el material a la falla, que ejercen también gran influencia en la resistencia. Estos son los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se haga en el laboratorio.

La Fig. XII-11 muestra las gráficas esfuerzo-deformación obtenidas para tres muestras de la misma arena, una supuesta suelta, una compacta y una cementada (con un cementante natural obrando entre sus granos), en pruebas directas de esfuerzo cortante hechas aplicando en cada caso la misma presión vertical; se supone que se aplican lo que pudieran considerarse esfuerzos de bajo nivel.

Puede observarse que en el caso de la arena suelta, la gráfica esfuerzo-deformación es del tipo de falla plástica, en la que al aumentar el esfuerzo, la deformación crece, tendiendo aquél a un valor límite que se conserva aunque la deformación siga creciendo hasta valores muy grandes.

En el caso de la arena compacta, el tipo de falla corresponde al frágil; en ella, cuando el esfuerzo llega a un máximo, disminuye, si la deformación aumenta. El esfuerzo máximo en la arena compacta es mayor que en la arena suelta, pero al crecer la deformación, el valor último tiende a ser el mismo en los dos casos.

Por último, en el caso de la arena cementada, se observa un comportamiento frágil, con disminución rápida del esfuerzo a partir del valor máximo, al crecer la deformación. Al crecer la deformación se llega a valores finales del esfuerzo análogos a los de los dos casos anteriores.

La deformabilidad es menor en la arena compacta que en la suelta y en la cementada es la menor de las tres.

En la arena suelta, puede afirmarse en términos sencillos, que cuando tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno en la masa, las partículas no se traban entre sí, ni se bloquean, por lo que la resistencia que se opone a la deformación es sólo fricción. En cambio,

Copyrighted material

en una arena compacta, la resistencia que se opone a la deformación no sólo corresponde a fricción, sino también a todo un conjunto de efectos debidos a la trabazón de los granos entre sí, que se opone y bloquea toda tendencia al movimiento relativo entre ellos.

En la arena suelta, la deformación por esfuerzo cortante produce un mejor acomodo de los granos, que se manifiesta por una disminución de volumen, el cual tiende a un valor constante, cuando el esfuerzo llega también a ser constante. En la arena compacta, los granos que originalmente estaban bien acomodados, han de moverse sobre sus vecinos y relativamente a ellos para que haya deformación; esto produce estructuras más sueltas que la original y el volumen de la arena crece. Este aumento de volumen continúa aún después de la resistencia máxima y tiende a un valor constante cuando la resistencia ha alcanzado su valor último, menor que el máximo. La relación de la resistencia máxima a la resistencia última, en la arena compacta es, así, mayor que 1.

Si la resistencia de las partículas individuales es baja, manteniéndose constante todos los demás factores, la relación anterior disminuye, debido a que el efecto de trabazón es menos eficiente por el mayor grado de rotura de los granos. Similarmente, si la magnitud de los esfuerzos aplicados sube, la relación de las resistencias máxima a última baja, aunque ahora esta última será mayor, correspondiendo al mayor nivel de esfuerzos. Esta disminución en la relación de resistencia es lo que produce que la línea de resistencia para una arena compacta sea una curva cóncava hacia abajo, de tal manera que al elevarse el nivel de esfuerzos, esta curva tiende hacia la línea recta de resistencia de la arena suelta. Esto ocurre cuando, debido al alto nivel de esfuerzos, el efecto de trabazón entre las partículas es ineficiente por deformación y principalmente rotura de los granos al tratar de deformarse.

La exposición anterior puede extenderse fácilmente hacia los conceptos tamaño de las partículas y distribución granulométrica, para llegar a la conclusión de que manteniendo todos los demás factores constantes, la relación de las resistencias máxima a última decrece al aumentar el tamaño de las partículas y decrece igualmente al empeorar la distribución granulométrica, es decir, al ser el material más uniforme en la dimensión de sus partículas. Los detalles de este mecanismo se dejan como ejercicio al lector.

Es obvio que cuando la compacidad disminuye de muy compacta hacia muy suelta, en toda la gama posible en la naturaleza, el comportamiento en la ley esfuerzo-deformación será, en algún grado, intermedio entre los descritos arriba para los extremos.

Por último, también es fácil ver que manteniendo todos los demás factores constantes, la deformabilidad decrece y la resistencia crece al variar la forma de los granos de una forma redonda hacia una forma equidimensional angulosa.

Las razones por las que la resistencia varía con el tipo de prueba no son ya tan obvias y no se discutirán con mayor detalle; baste decir que

Copyrighted material

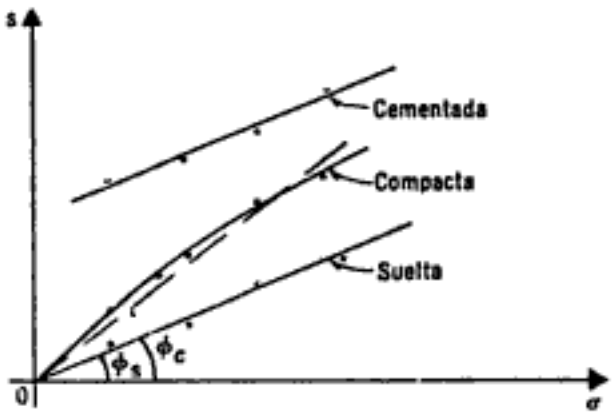


Figura XII-12. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

lo más importante es la trayectoria de esfuerzos seguida para llevar al material a la falla.

En la Fig. XII-12 aparecen las formas típicas de las líneas de resistencia de la arena suelta, compacta y cementada, obtenidas en prueba directa de esfuerzo cortante y con bajos niveles de esfuerzo.

Se observa que en el caso de la arena suelta la línea de resistencia es una recta que pasa por el origen como se mencionó previamente; por lo tanto, para estos suelos, la resistencia queda bien descrita con una ley:

$$s = \sigma \tan \phi_s \tag{12-8}$$

Donde ϕ_s es el ángulo de fricción interna de la arena en estado suelto, que puede obtenerse en el laboratorio.

En el caso de la arena compacta, la curva de resistencia es cóncava hacia abajo, como ya se discutió, pero para fines prácticos suele asimilarse a una recta, por lo que la ley de resistencia resulta ser:

$$s = \sigma \tan \phi_c \tag{12-9}$$

En donde ϕ_c es el ángulo de fricción interna de la arena compacta. Nótese que ϕ_c involucra no sólo efectos de fricción mecánica, sino también de trabazón estructural por la resistencia de los granos; por ello $\phi_c > \phi_s$. El valor de ϕ_c decrece a mayores niveles de esfuerzos, a partir de la presión nula. En presiones muy altas $\phi_c \doteq \phi_s$ y el efecto de trabazón prácticamente no tiene relevancia en comparación al de fricción mecánica. Esto ocurre a esfuerzos superiores a 30 o 40 kg/cm² en las arenas normales.

Para el caso de la arena cementada, la ley práctica de resistencia será del tipo:

$$s = c + \sigma \tan \phi \tag{12-3}$$

Ahora c y ϕ son únicamente parámetros de cálculo, que varían con el nivel de esfuerzos y con el intervalo de presiones considerado.

Se ha estado considerando en todos los análisis anteriores que la arena objeto del estudio está totalmente seca. En el caso de arenas totalmente saturadas, el comportamiento es absolutamente el mismo antes descrito

Copyrighted material

y todas las fórmulas son aplicables, sin más que hacer la consideración de que ahora $\bar{\sigma} = \sigma - u$ es el esfuerzo efectivo a tomar en cuenta.

En el caso de arenas parcialmente saturadas se puede observar que el comportamiento depende, en gran manera, del grado de saturación; en arenas ligeramente húmedas, las fuerzas capilares producidas por el agua intersticial comunican a la arena una "cohesión aparente" que la hace aparecer resistente, aun bajo presión normal exterior nula. Este fenómeno es grandemente aprovechado por los constructores de "castillos" en las zonas húmedas de las playas. Lo que en realidad sucede es que, a pesar de la no existencia de una presión exterior, existe una presión capilar intergranular que la suple; esta presión genera la resistencia friccionante del material. Al aumentar el grado de saturación de las arenas disminuyen los efectos capilares, que llegan a anularse cuando aquél toma valores lo suficientemente altos como para que el aire contenido en el suelo exista sólo en forma de burbujas aisladas, estableciéndose una continuidad en el agua intersticial que ya no permite la generación de presiones capilares importantes sobre la estructura sólida del suelo. En la práctica, en el caso de arenas parcialmente saturadas, las líneas de resistencia pueden obtenerse directamente de pruebas. Sin embargo, es importante notar que en la naturaleza las arenas están arriba o abajo del nivel freático; en el primer caso, por no existir prácticamente zona de saturación capilar y por ser la arena permeable, estarán secas o ligeramente húmedas; en el segundo, saturadas. Claro está que lo anterior es tanto más cierto cuanto más gruesa sea la arena; en arenas muy finas, el asunto ya no es tan simple y el criterio a aplicar será similar a los que se discutirán para suelos finos en páginas posteriores.

En arenas húmedas existe un fenómeno según el cual aumentan su volumen cuando se someten a un efecto vibratorio (dilatación por vibración. IV-1), llegando a alcanzar relaciones de vacíos mayores que la máxima correspondiente a un estado totalmente seco. Este fenómeno resulta ahora de fácil explicación si se tiene en cuenta la resistencia comunicada a la masa de arena por las presiones intergranulares provocadas por el agua capilar. Una vibración brusca hace que las partículas de arena abandonen sus posiciones de equilibrio, tendiendo a ampliar el espacio que ocupan; la existencia de presiones capilares hace posible que las partículas permanezcan en esas nuevas posiciones de equilibrio aparentemente inestable. En arenas secas eso no ocurre y las partículas pasan de esas posiciones inestables intermedias a otras finales aún más estables que las originales, produciéndose una compactación del conjunto.

XII-9. Relación de vacíos crítica y licuación de las arenas

Según ha quedado establecido, existe el hecho, revelado por el experimento, de que, en deformación bajo esfuerzo cortante, las arenas sueltas disminuyen su volumen y, por lo tanto, su relación de vacíos, en tanto que en las arenas compactas ambos aumentan. De lo anterior se puede intuir la existencia de un valor intermedio de la relación de

Copyrighted material

vacíos tal que, teóricamente, la arena que lo tuviese no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo cortante. Este valor ha sido llamado por A. Casagrande "relación de vacíos crítica".[6]

La obtención de este valor crítico ha de basarse en pruebas de laboratorio. Desde luego la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante no es adecuada, por no ser uniforme el estado de esfuerzos que se produce en toda la masa de suelo; por ello, es preciso recurrir a pruebas de compresión triaxial, que se describirán más adelante, efectuadas sobre arenas totalmente saturadas.

Los resultados obtenidos por diferentes investigadores indican que la relación de vacíos crítica no es un valor constante de cada tipo de arena, sino que depende de varios factores, de los cuales son los principales el estado de esfuerzos a que se sujete la muestra durante la prueba y el método empleado para llegar a dicho estado de esfuerzos, por lo que pueden obtenerse valores diferentes para la relación de vacíos buscada; por esta razón algunos autores prefieren hablar de un *"intervalo crítico de la relación de vacíos"* y no de un valor preciso de ella.

La importancia de la relación de vacíos crítica aparece cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas. La resistencia al esfuerzo cortante de tales arenas queda expresada por la ley, ya discutida:

$$s = (\sigma - u_n) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi \qquad (12\text{–}10)$$

En arenas finas, de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones volumétricas pueden llegar a tener lugar, en casos de solicitación muy rápida. Si la arena es compacta, tal deformación tiende a aumentar el volumen de la masa y, por lo tanto, al volumen de los vacíos; esto hace que se genere una tendencia a que el agua exterior entre a la masa de arena, pero si esa absorción de agua no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedará sujeta a una presión neutral, u_n, menor que la inicial, aumentando, por lo tanto, la diferencia $\sigma - u_n$, o sea el esfuerzo efectivo, $\bar{\sigma}$, y, por ende, la resistencia, s, al esfuerzo cortante de la arena. En resumen, una arena compacta que se trate de deformar aplicándole las cargas con velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante.

Si la arena es suelta, naturalmente debe producirse el efecto contrario. Al deformarse tiende a compactarse, lo que aumenta la presión neutral en el agua, si ésta no se drena con la suficiente rapidez. Este aumento en presión neutral rebaja la presión efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante (ecuación 12–10). En principio parecería no haber límite al crecimiento del término u_n, hasta que la diferencia $\sigma - u_n$ llegue a anularse, reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante (licuación), pero esto nunca se ha observado en las pruebas efectuadas en el laboratorio, ni existe evidencia confiable de que esto haya suce-

Copyrighted material

dido en el campo; de hecho tampoco existe ninguna razón teórica para afirmar que tal límite crítico pueda ser alcanzado.

Si la arena estuviese en la relación de vacíos crítica, teóricamente su resistencia al esfuerzo cortante no cambiaría al ser sometida a deformación bajo ese tipo de esfuerzo en una prueba de laboratorio. Este hecho ha sido usado por algunos autores para establecer una definición alternativa del concepto relación de vacíos crítica. En la realidad las relaciones de vacíos críticas definidas como se hizo en primer lugar o como ahora acaba de hacerse, no resultan idénticas, sino que presentan pequeñas diferencias imputables a los métodos de obtención.

El fenómeno de licuación de arenas que se presenta tanto en el campo como en el laboratorio, causando una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o prácticamente nulos, por un aumento igualmente rápido de la presión neutral, ocurre cuando el suelo queda sujeto a una solicitación brusca de tipo dinámico (impacto, sismo, etc.). Lo que ahora sucede es que la estructura granular del material sufre un derrumbe instantáneo que afecta masas grandes del suelo, por lo que el agua se ve obligada a tomar bruscamente presiones adicionales muy por encima de la hidrostática, que reducen la presión efectiva a cero; el conjunto se comporta realmente como una suspensión densa y este comportamiento da nombre al fenómeno.

Hay experimentos sencillos, del tipo del que se describe a continuación, que ilustran objetivamente el fenómeno de licuación de arenas. Considérese una probeta (Fig. XII-13) con agua hasta un cierto nivel; si ahora se vacía una arena fina en la probeta, de tal manera que quede en estado suelto y completamente saturado, sin que exista tirante de agua sobre ella, al terminar la operación, se tendrá un conjunto con la apariencia de un suelo estable. En efecto, sobre la frontera superior puede colocarse un peso de cierta importancia, sin que se produzca deformación perceptible; pero si, en estas condiciones, se introduce bruscamente una varilla, extrayéndola inmediatamente, se podrá observar que el peso antes soportado se hunde materialmente en la arena, quedando alojado en el interior de la masa. Al introducir la varilla y extraerla bruscamente se

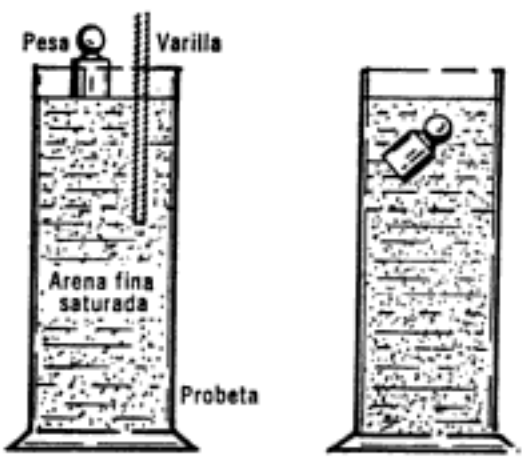


Figura XII-13. Experimento para reproducir condiciones de licuación en arenas.

Copyrighted material

ha producido un desplazamiento brusco que ocasionó un derrumbe en la estructura de la arena suelta; esto fue causa de la licuación momentánea de, por lo menos, la parte en que se apoyaba el peso.

En una arena depositada en la naturaleza, el peligro de la licuación disminuye según sea más compacta y nunca se ha reportado una falla en mantos en los que la compacidad relativa fuese mayor de 50%. Por lo demás, las fallas por licuación, relativamente frecuentes en zonas sísmicas, constituyen un capítulo de los más dramáticos dentro de la literatura sobre Mecánica de Suelos.

Algunos autores han tratado de estudiar la posibilidad del fenómeno de licuación comparando la relación de vacíos de la arena en cuestión con su valor crítico, pero en realidad no se ha encontrado ninguna razón para pensar que exista una relación de tal naturaleza.

XII-10. Consideraciones sobre los resultados de pruebas triaxiales en suelos "cohesivos" saturados, normalmente consolidados

Los resultados de las diferentes pruebas triaxiales se interpretan generalmente a partir de gráficas constituidas según el método de Mohr (capítulo XI); es decir, en una representación de los esfuerzos normales contra los esfuerzos cortantes correspondientes. El análisis de los resultados de las pruebas exige distinguir aquellas realizadas sobre suelos saturados por completo; aun dentro del primer grupo, es preciso separar los casos en que se prueban arcillas normalmente consolidadas, de los que tratan con arcillas preconsolidadas. En esta sección se tratarán, como queda indicado por su título, los suelos "cohesivos" saturados y normalmente consolidados, lo cual implica que la presión del agua en la cámara deberá ser, por lo menos, igual a la presión vertical efectiva actuante sobre la muestra "in situ", supuesto que esta presión es la máxima soportada por el suelo en su historia geológica. A continuación se analiza cada prueba por separado.

A) Prueba lenta:

1. **Prueba de compresión** (variante con incremento del esfuerzo axial).

Como queda dicho, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen de suelo en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo drenaje libre en las líneas de la muestra a la bureta y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, la muestra es sometida en todas direcciones a la presión del agua (σ_3) y, en la segunda etapa, se la lleva a la falla con incrementos de carga axial (p), permitiendo completa consolidación bajo cada incremento. El esfuerzo total axial de falla será designado por $\sigma_1 = \sigma_3 + p_c$, donde p_c se denomina esfuerzo desviador de falla y es el máximo esfuerzo

Copyrighted material

Hidden page

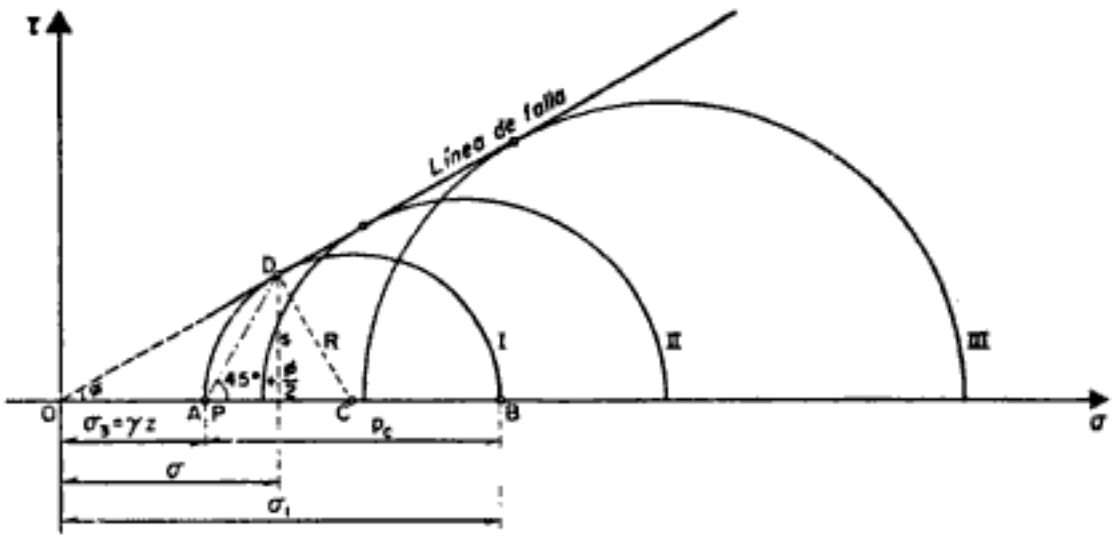


Figura XII-15. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

El círculo I es el círculo de falla para una presión del agua en la cámara igual a γz, que es la que tenía el suelo en el lugar (γ será el correspondiente a la condición en que el suelo se encuentre). En este círculo s es la resistencia al esfuerzo cortante y σ el esfuerzo normal que obra en el plano de falla. Si con especímenes del mismo suelo se ejecutan otras pruebas lentas con presiones de cámara crecientes se obtienen otros círculos de falla (círculos II y III de la Fig. XII–15). La envolvente de estos círculos en el intervalo de presiones utilizadas resulta ser una línea recta cuya prolongación pasa por el origen de coordenadas y es el lugar geométrico de las resistencias al esfuerzo cortante del suelo. Esta línea recibe el nombre de línea de falla y el ángulo ϕ que forma con el eje horizontal es el ángulo de fricción interna del material, ya mencionado.

Nótese que el hecho de que la línea de falla resulte pasando por el origen indica que la resistencia del material debe atribuirse únicamente a su fricción interna, corroborándose la ley antes dada:

$$s = \overline{\sigma} \tan \phi \qquad (12\text{–}12)$$

En el Círculo de Mohr el polo resulta sobre el eje horizontal, en el punto correspondiente al esfuerzo principal menor, pues el esfuerzo principal mayor (representado por el punto *B*, círculo I en la Fig. XII–15) está actuando sobre el plano horizontal; por lo tanto esa dirección horizontal llevada por *B* corta al círculo en el punto *P*, polo, que coincide ahora con el punto *A*. Uniendo el polo con el punto *D* se obtiene la dirección del plano de falla, que forma con la horizontal un ángulo $45° + \phi/2$, según se vio en el capítulo XI y puede comprobarse en la Fig. XII–15.

También se tiene prueba de compresión si en lugar de aumentar el esfuerzo axial, se disminuye el lateral o si se efectúa una prueba en la que,

Copyrighted material

Hidden page

B) **Prueba rápida-consolidada:**

1. **Prueba de compresión** (variante con incremento del esfuerzo axial).

En esta prueba la distinción entre la primera etapa (de consolidación) y la segunda (de falla) se establece aún más marcadamente que en la lenta. Al principio el espécimen se deja consolidar totalmente bajo la presión de la cámara σ_3, que llega a ser esfuerzo efectivo: después se lleva al suelo a la falla con aplicación de un esfuerzo desviador axial actuante con la válvula de salida del agua a la bureta cerrada, de modo que no se permita ninguna consolidación adicional en el espécimen; esto ocasiona que, conforme se aplica el esfuerzo desviador, se vaya desarrollando presión en el agua intersticial con lo que, durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de esa presión.

Si se representa por u el valor que haya alcanzado esa presión neutral en el momento de la falla, esquemáticamente las etapas de la prueba se desarrollarán como indica la Fig. XII–16.a.

La primera etapa de esta prueba es similar a la misma en la prueba lenta. La segunda etapa se caracteriza por el desarrollo de presión neutral en el agua de la muestra y la resistencia a la compresión (p'_c) resulta mucho menor que en la prueba lenta (p_c). Los esfuerzos totales, que son los que el operador aplica sobre el espécimen, son ahora mayores que los efectivos, siendo la diferencia precisamente la presión neutral del agua (u).

El Círculo de Mohr, de falla, puede trazarse ahora de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales que el operador conoce en todo momento de la prueba y en el de falla en particular;

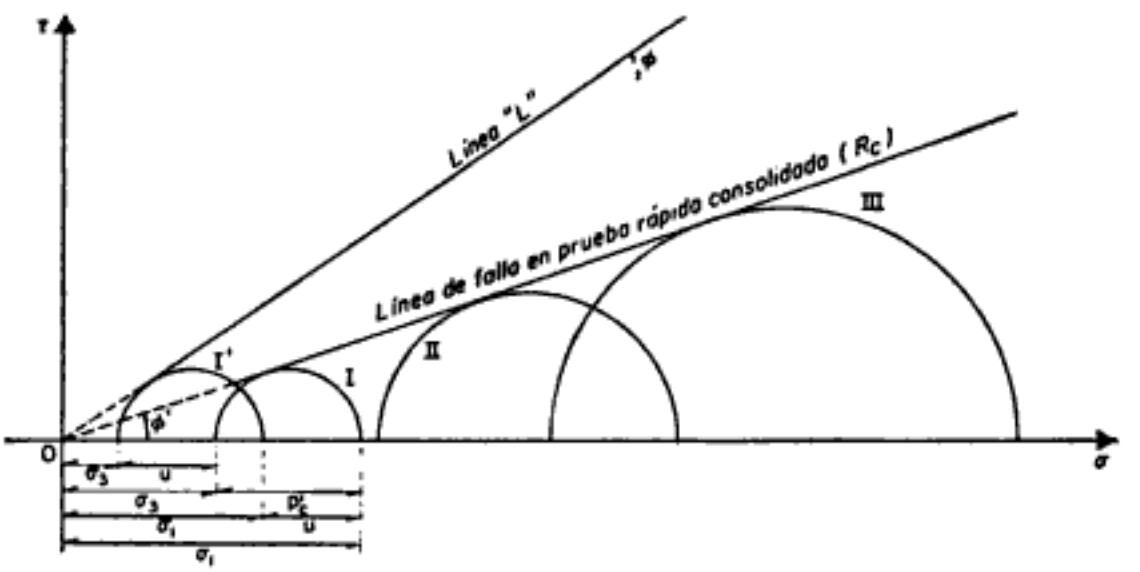


Figura XII-17. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

Copyrighted material

de esfuerzos del espécimen, dejan pasar al cabo del tiempo y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, influyen de un modo notable, por su mayor rigidez, en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sujeta a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vástago también mayores; estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas, que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior; esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales, de manera que las presiones por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve, pues, que la obtención de la línea L por medio de pruebas lentas, además de dilatada y costosa, pudiera no ofrecer en todos los casos particulares una garantía suficiente.

En el momento presente puede intentarse la obtención de la línea L en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas-consolidadas. Para ello se dispone hoy de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. En el Anexo XII-c se menciona algo en relación a las ideas básicas que han permitido el desarrollo de tales aparatos medidores. Sin embargo, en el momento presente, los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado por lo que no es todavía común verlos en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de *pie de obra*.

Finalmente, existen medios teóricos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sujeto a una prueba rápida-consolidada. En el Anexo XII-f se mencionan métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez Badillo para cubrir tal fin; como puede verse en tal lugar, estos métodos presentan también algunos inconvenientes para su utilización práctica en gran escala.

Copyrighted material

En conclusión, puede decirse que hoy empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea L, sea en el laboratorio o con ayuda de métodos teóricos y que, si bien estos métodos no pueden considerarse aún de uso popular, permiten esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos puede aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea L queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. En efecto, considérese la situación indicada en la Fig. XII–25. Una vez obtenida la línea L, para realizar un análisis, sería preciso conocer la presión de poro u existente en cada punto de la estructura de tierra en estudio; por ejemplo, en el caso de la Fig. XII–25, sería necesario conocer el valor de u en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla supuesta, para restarlo en cada uno de ellos de la presión total σ (que sí se conoce) y así llegar al valor $\overline{\sigma}$, a partir del cual puede obtener la resistencia con base en esfuerzos efectivos, utilizando la línea L. Este es un problema no resuelto al día de hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos en el interior de un espécimen, dentro de una cámara triaxial sujeta a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aún disponiendo de la línea L se tendrá la dificultad adicional en la práctica de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas Instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra, superan esta dificultad y diseñan sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollarán en la obra durante la construcción. Colocando piezómetros para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método es únicamente práctico para Instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuren presas construidas similares a las que se encuentre en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse especialmente en obras de menor aliento y posibilidades que la presa de tierra, no es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

b) *El criterio de los esfuerzos totales*

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir se hace uso de las envolventes L o R, según el problema específico que se tenga. Puesto

Copyrighted material

que cada una de estas pruebas da valores de resistencia muy diferentes para un mismo suelo, al variar las circunstancias a que estará sujeto éste durante las etapas que se consideran críticas en la vida de la obra, a fin de garantizar que la prueba que se hace refleje en forma suficientemente aproximada y conservadora a la realidad que se trata de representar en el laboratorio, será preciso que la prueba seleccionada para el caso refleje razonablemente las circunstancias de trabajo extremas a que el suelo estará sujeto en la realidad; en consecuencia es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberán de hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, se hacen en lo que sigue algunos comentarios de carácter general.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran o en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye pues, una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondientemente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese por ejemplo un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco.

Según el proceso de consolidación inducido por el edificio progresa, la resistencia del suelo aumentará. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.

Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. XII–26), por ejemplo para un camino o un bordo de protección y se quieren investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén inducirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por lo tanto, su resistencia al esfuerzo

Copyrighted material

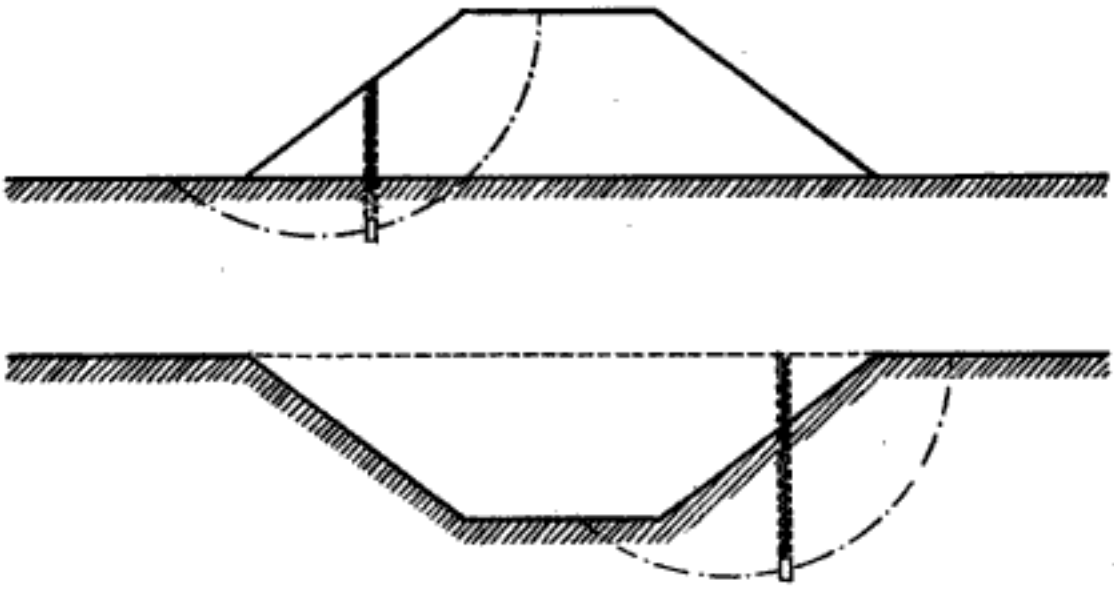


Figura XII-26. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si se desea hacer en el mismo suelo una excavación, por ejemplo, para alojar un camino, un canal o para la construcción de la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada (ver volúmenes II y III) y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora, la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión, que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta sería obviamente la recomendable para la representación de esta situación, sujetando al espécimen a los esfuerzos que tendrá el suelo tras la excavación, permitiéndose así su expansión en el laboratorio.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de los que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas del tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazar a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este capítulo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a man-

Copyrighted material

tener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar, de ser factible, una recta que represente a la envolvente en el tramo con suficiente precisión. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas y su ecuación matemática será de la forma:

$$s = a + \sigma \tan \alpha \qquad (12\text{–}19)$$

Con a y α como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y α el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la Ec. 12–19 es de la misma forma que la ley clásica de Coulomb (12–9). Sin embargo, resulta ya inútil discutir las esenciales diferencias de concepto e interpretación entre ambas; a y α ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo sino, solamente, son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a "a" la *"cohesión aparente del suelo"* en las condiciones de su obtención y a "α", el *"ángulo de fricción aparente"* o *"ángulo de resistencia aparente"*. Incluso es usual en la literatura sobre Mecánica de Suelos seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiéndolos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de esta obra.

Comoquiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas, representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en este caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

Para dar idea de los valores que adoptan en la realidad los ángulos de fricción interna ϕ y aparente ϕ' para arcillas saturadas en las pruebas lenta y rápida-consolidada respectivamente, pueden mencionarse los datos proporcionados por el laboratorio de la Universidad de Harvard bajo la dirección del Dr. A. Casagrande, según los cuales en una gran mayoría de arcillas el ángulo ϕ oscila entre 28° y 30°, mientras que ϕ' lo hace entre 14° y 15°. Los mínimos ángulos medidos fueron respectivamente de $\phi = 22°$ y $\phi' = 11.5°$. En prueba rápida como es natural, el ángulo de fricción aparente resulta de 0°, en suelos saturados.

Debe observarse que al hablar del método de los esfuerzos totales sólo se han mencionado las envolventes L y R, pero no la R_c. El uso de la envolvente L en dicho método sólo está justificado cuando las condiciones de campo son tales que los esfuerzos totales son a la vez efectivos, de manera que en este caso el criterio de los esfuerzos totales y el de los esfuerzos efectivos coinciden. Por lo que respecta a la prueba rápida-consolidada ha de decirse que sus condiciones representan muy rara vez a las del

Copyrighted material

Hidden page

Entre esos aspectos cuya influencia se elimina en las arcillas remoldeadas figuran la consolidación anisotrópica, consecuencia de las diferentes presiones horizontal y vertical a que ha sido sometido el suelo *in situ;* los defectos de la consolidación secundaria; la historia de los esfuerzos y deformaciones que el suelo ha tenido, que por desconocerse generalmente, resulta imposible de cuantificar; efectos de lavado, intercambios catiónicos y cementación que haya tenido lugar en la estructura de la arcilla, etc.

XII-18. Resistencias máxima y residual de las arcillas

Considérese una arcilla preconsolidada sujeta a una prueba de corte simple o prueba directa, en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en las que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, la carga tangencial y, por lo tanto el esfuerzo cortante, aumenta, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra, existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de *resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla,* se le llamará ahora *resistencia máxima.* Si la prueba se continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante) disminuye.

En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba se continúa, se observa que según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye, pero esta disminución también tiene un límite el cual, una vez alcanzado, se conserva aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba y existe evidencia de campo de que esta resistencia se conserva para desplazamientos en la arcilla del orden de metros. Si se realizan de esta manera diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los atrás descritos, aunque los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla sean, naturalmente, distintos en cada caso. A esta resistencia final, más allá de la máxima se le llama *resistencia residual.*[20]

En la parte *a*) de la Fig. XII-27 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte *b*) de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede obser-

Copyrighted material

Hidden page

tal disminución, especialmente cuando las arcillas son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse son tan grandes, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de *creep* más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas, pero el propio Skempton describe en la referencia que se comenta, una realizada para un caso concreto en la que se usó un aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó la parte deslizante a su posición original produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fueron los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, sugiriendo que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulares pudieron resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia, del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual, no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas, sino que también en las arcillas normalmente consolidadas se nota, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atribuye principalmente al efecto de orientación de las partículas, cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, ϕ_r se ha visto

Copyrighted material

Hidden page

ANEXO XII-a

Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante

XII-a.1. Introducción

El procedimiento para efectuar la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante, tal como aquí se presenta, se aplica solamente al más sencillo de los casos que pueden presentarse en la práctica: aquel en que se prueben arenas secas. En el cuerpo de este capítulo se considera que los resultados de la prueba son confiables en arenas sueltas, obteniéndose resultados conservadores con arenas compactas. La aplicación de la prueba a otros tipos de suelos diferentes de las arenas sueltas es posible y ello se comprende fácilmente después de estudiar, en el cuerpo del capítulo, las características de resistencia de tales suelos; en esos casos la prueba se efectúa de modo similar al ahora descrito, resultando superfluo entrar a posteriores detalles, sobre todo por el hecho de que, en esos otros tipos de suelos, la prueba directa se ve sustituida con ventaja por otras pruebas de resistencia.

XII-a.2. Equipo para la prueba

Para la realización de la prueba se requiere el siguiente equipo:

Un aparato de prueba directa.
Un pisón para compactar el suelo. (Si ello ha de hacerse.)
Balanza.
Equipo general de laboratorio, como espátulas, reglas metálicas, cápsulas, etcétera.

XII-a.3. Preparación de la muestra

La arena deberá cribarse a través de la malla Nº 10, eliminando todo el material de mayor tamaño. El suelo así obtenido se secará al aire, hasta notarlo uniformemente seco; no es indicado el secado al horno.

En el caso en que el suelo por probar sea arcilla inalterada deberá contarse con una muestra de, por lo menos, 4 cm de espesor y unos 10 cm de diámetro. De esta muestra se forma un espécimen usando un anillo cortador de las dimensiones apropiadas para el aparato en que haya de hacerse la prueba; las dos caras del espécimen se alisan cuidadosamente con espátula o regla metálica. Después deberá retirarse el espécimen del anillo, usando un procedimiento que produzca la mínima alteración. El espesor del anillo cortador es ya el deseado para el

Copyrighted material

espécimen definitivo, pero las dimensiones de la sección recta de éste deberán obtenerse ahora, colocando el suelo sobre una placa y cortándolo en forma conveniente; es común que los aparatos de corte directo usen especímenes cuadrados de 6 cm de lado (hay también, sobre todo para arenas, aparatos de 10 × 10 cm).

El espécimen deberá quedar bien ajustado en el aparato, para lo cual es aconsejable labrar su sección recta con dimensiones algo mayores que lo justo, afinando éstas con espátula al irlo introduciendo, evitando su alteración todo lo que sea posible.

Si la prueba ha de hacerse sobre arcillas alteradas procedentes, por ejemplo, de una prueba de compactación, el material del molde en que ésta se haya efectuado se tratará como una muestra inalterada.

Antes de proceder a la realización de la prueba se pesará la muestra, para determinar los pesos específicos y humedad del material probado.

XII-a.4. Procedimiento de prueba

Resulta difícil detallar el procedimiento para la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante, dado que varía ligeramente según el tipo de aparato usado y existen varios de éstos; sin embargo, los siguientes son los pasos esenciales:

1. Mídanse las dimensiones de la caja del aparato en que se alojará el suelo.
2. Obténgase la carga muerta propia del aparato, que será el peso del mecanismo de carga, cuando aplique carga normal nula. En ocasiones esta carga muerta se balancea con un mecanismo apropiado.
3. Colóquese la muestra de arena en la caja del aparato. Una muestra de arena debe tener un espesor del orden de 1.0 a 1.5 cm. Espesores mayores acentúan el fenómeno de falla progresiva y hacen que se obtengan resistencias menores. La superficie de la muestra deberá nivelarse cuidadosamente con un aditamento apropiado.
4. Colóquese una placa sobre el espécimen y, sobre ella, sitúese el mecanismo transmisor de presión normal.
5. Aplíquese la carga normal deseada.
6. Colóquense los extensómetros para medir las deformaciones normal y tangencial, anotando sus lecturas iniciales.
7. Verifíquese que no haya contacto entre los marcos fijo y móvil de la caja que contiene al suelo.
8. Iníciese el proceso de aplicación de la carga tangencial, haciendo lecturas de la carga aplicada y de las deformaciones normal y tangencial, a diversos tiempos.
9. Si la prueba es de esfuerzo controlado se tomarán lecturas antes de la aplicación de cada nueva carga; si es de deformación controlada, las lecturas se harán cada 15 seg, durante los primeros dos minutos y, después, cada medio milímetro de deformación. (En ocasiones basta hacer estas lecturas cada milímetro.)

Copyrighted material

10. En la prueba de esfuerzo controlado, el fin de la prueba es la falla del espécimen; en la deformación controlada, el instante en que se alcanza una deformación del orden de un 15% de la longitud inicial de la muestra, a menos que se obtenga antes una fuerza tangencial constante.

XII-a.5. Observaciones

Para la mayoría de los suelos es satisfactoria una separación de 1 mm entre los marcos fijo y móvil del aparato; en realidad esa separación es función del tamaño máximo de las partículas del suelo y de la compacidad de éste. La separación debe ser mayor que el tamaño máximo, para evitar que los marcos entren en contacto por medio de una partícula que se escurra al espacio entre ambos. En suelos sueltos se requiere mayor separación que en los compactos a causa de la deformabilidad de los primeros, que también puede hacer que los marcos se toquen.

En las pruebas de esfuerzo controlado los incrementos de carga pueden aplicarse a intervalos regulares o después de que la deformación bajo el incremento anterior cese; estos incrementos se aplican con una magnitud del orden de un 10% de la resistencia que se estime para la muestra. En las pruebas de deformación controlada, la velocidad de ésta es del orden de un milímetro por minuto; esta velocidad no es muy importante en pruebas sobre suelos "friccionantes", pero sí afecta la resistencia de los suelos "cohesivos" saturados, modificándola en forma apreciable.

ANEXO XII-b

Algunas consideraciones adicionales sobre la resistencia al esfuerzo cortante en suelos "friccionantes"

En el cuerpo de este capítulo se analiza la resistencia al esfuerzo cortante del suelo considerado como un complejo, formado de partículas minerales entre las que existen vacíos. Esta resistencia es diferente, en general, de la que exhiben las partículas minerales consideradas como un sólido puro, exento de vacíos macroscópicos. La resistencia de muestras sólidas de los diferentes materiales se llama su "resistencia intrínseca" (s_i). Hasta la fecha son contados los experimentos que tienden a obtener la resistencia intrínseca de los diversos materiales con los que el ingeniero se ve obligado a tratar; sin embargo, parece que aquélla puede expresarse por una ley del tipo:

$$s_i = k + \sigma \tan \psi \qquad (12\text{–b.1})$$

En donde k es la "cohesión intrínseca" del material y ψ su "ángulo de fricción intrínseca" o más propiamente, su "ángulo de resistencia

Copyrighted material

Hidden page

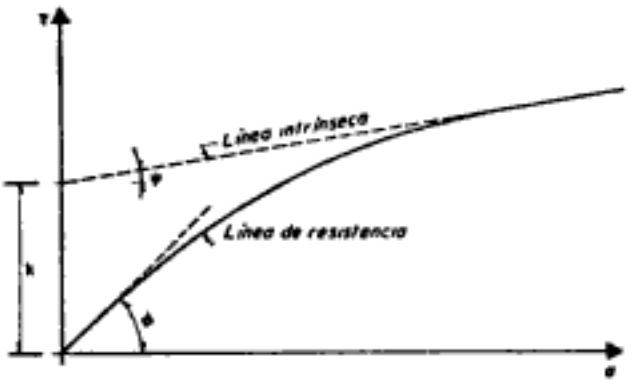


Figura XII-b.1. Línea de falla y línea intrínseca de las partículas sólidas, en un suelo puramente friccionante.

NOTA: Este Anexo ha sido elaborado básicamente teniendo en cuenta el artículo: *Effective stress in soils, concrete and rocks,* por A. W. Skempton (Pore pressure and Suction in soils—Butterworths—1961).

ANEXO XII-c

A. Pruebas de compresión triaxial

XII-c.1. Introducción

Las pruebas de compresión triaxial se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico del suelo de que se trate. En los tipos más usuales del aparato de prueba, dos de los esfuerzos principales se producen por presión de un líquido que rodea el espécimen y, por lo tanto, son iguales. La descripción que sigue se refiere básicamente a la prueba de compresión que se hace aumentando el esfuerzo axial.

XII-c.2. Aparato para efectuar las pruebas

El único aparato que se describe en lo que sigue corresponde a un modelo originalmente diseñado en la Universidad de Harvard, EE.UU. y es, seguramente, uno de los tipos más comunes en los laboratorios de Mecánica de Suelos en todo el mundo. En la Fig. XII-c.1 aparece un esquema del conjunto.

El aparato consta, en primer lugar, de la llamada cámara de compresión triaxial (Fig. XII-c.2) constituida por un cilindro de lucita, de unos 10 cm de diámetro exterior y unos 6 mm de espesor en su pared.

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

Las cargas se aplican siempre desde el exterior y se transmiten al espécimen por medio de un vástago bien ajustado. La fricción que actúe sobre el vástago puede llegar a ser de importancia, por lo que es conveniente o bien medir las cargas dentro de la cámara (por ejemplo, con un anillo de carga) o bien recurrir a diseños muy delicados que reduzcan esa fricción a un mínimo. En las cámaras modernas es usual un diseño especial a base de cojinetes con bolas que reducen a un mínimo la fricción del vástago cuando éste se desplaza axialmente.

Cuando se usa el método de esfuerzo controlado, la deformación se mide simplemente colocando un extensómetro sobre el marco de carga.

En las pruebas de compresión triaxial se requiere que la muestra esté enfundada en membranas transparentes, resistentes e impermeables. En pruebas de rutina, las disponibles comercialmente son satisfactorias, pero en pruebas de larga duración se ha observado que el flujo a su través aunque pequeño, llega a afectar seriamente los resultados de las pruebas; algunos laboratorios han optado por el uso de membrana doble, en tanto que otros han preferido la fabricación de sus propias membranas, buscando siempre satisfacer el doble requisito de impermeabilidad y resistencia.

Para dar la presión inicial en torno a la muestra, el aire sería el fluido ideal, si no fuera porque todas las membranas son permeables a sus moléculas. En las pruebas rápidas, que se realizan en pocos minutos, la cantidad de aire que alcanza a atravesar la membrana no es de consideración pero en las pruebas lenta y rápida-consolidada, aun pequeñas cantidades de aire aumentan la presión neutral, disminuyendo en la misma proporción a la efectiva; esto aparte del efecto desfavorable causado por la acumulación de aire libre dentro del espécimen. Para disminuir este flujo a través de la membrana, algunos investigadores llenan la cámara triaxial hasta un nivel superior al espécimen con un fluido que no ataque a la membrana (agua, glicerina, aceites, etc.). Aunque las membranas usadas son comparativamente impermeables a estos fluidos, esto no resuelve el problema; el aire entra en solución con todos los líquidos, prácticamente hablando, en cantidad proporcional a la presión, por lo que en la cámara el fluido se satura de aire rápidamente. A través de la membrana, el aire disuelto pasa entonces a formar solución en el agua intersticial de la muestra; esto sucede aun cuando dicha agua intersticial esté saturada, a su vez, de aire y ello por la menor concentración y presión que prevalece en el agua dentro de la muestra; al estar el agua de la muestra saturada de aire lo que sucede es que el aire que penetra desde el exterior, sale de la solución y forma burbujas con el efecto nocivo de crear presión neutral, si el drenaje de la muestra está impedido o de desalojar agua del suelo a la bureta, provocando en el observador la falsa impresión de un cambio de volumen adicional no ocurrido. Lo que ha dado mejor resultado a final de cuentas es el llenar la cámara totalmente con el líquido, generalmente agua, dejando incluso que éste llene un buen segmento de la línea de comunicación con el compresor, que le comunica la presión

Copyrighted material

Hidden page

XII-c.4. Preparación de la muestra

Primeramente se corta un fragmento prismático de suelo, usando segueta de alambre y guías apropiadas. Los extremos de ese fragmento deben cortarse también normalmente al eje del prisma. A continuación el fragmento se afina, usando un cortador vertical apropiado, hasta formar un espécimen cilíndrico de 3.6 cm de diámetro (lo cual da un área de sección recta de 10.18 cm^2 para la muestra) y de 10 cm de altura aproximadamente. El material sobrante de la afinación sirve para determinaciones de contenido de agua. Después se afina la altura del espécimen hasta su valor definitivo de 9 cm (lo cual da al espécimen una relación de esbeltez de 2.5). Cuidadosamente, se coloca el espécimen en un recipiente hermético y se pesa, a fin de obtener su peso húmedo inicial. Dentro de un cilindro metálico de 4.5 cm de diámetro y 9.0 cm de altura se coloca una membrana apropiada, doblando hacia afuera sus extremos y expandiéndola, creando un vacío entre la membrana y el cilindro. En seguida este conjunto se coloca sobre el espécimen, cubriéndolo, se suspende el vacío, con lo que la membrana se aprieta en torno al espécimen y se retira el cilindro. Los extremos libres de la membrana se doblan ahora hacia afuera sobre el espécimen.

XII-c.5. Armado del aparato en conjunto

Para poner el conjunto del aparato triaxial en condiciones de efectuar las pruebas deberá procederse como sigue (Figs. XII-c.1 y XII-c.2):

1. Teniendo aún el cabezal de lucita colocado en su soporte en posición invertida, retírese la sección de hule con agua, quitando el exceso de agua que quede sobre la piedra porosa y póngase sobre ésta la muestra envuelta en su membrana; la muestra se colocará también en posición invertida.
2. Desenróllese el extremo de la membrana en torno al cabezal, alisando las arrugas. Hecho esto, asegúrese esta posición enrollando un hilo elástico en torno a la parte de la membrana que cubre al cabezal.
3. Retírese la sección de hule con agua que se tenía colocada sobre la base de lucita. Suéltese el cabezal de su soporte e inviértase el conjunto cabezal y muestra, cuidadosamente, colocándolo sobre la base de modo que la muestra quede en contacto con la piedra porosa.
4. Repítase la etapa 2) ahora con la base de lucita.
5. Colóquese el cilindro de lucita que forma la cámara triaxial, en su lugar.
6. Colóquese la base metálica superior de la cámara sobre el cilindro de lucita, centrando el vástago de carga axial cuidadosamente en el cabezal de lucita y verificando que los empaques de hule estén correctamente dispuestos.
7. Asegúrese provisionalmente la placa metálica superior por medio de sus tuercas y luego en forma definitiva enroscándolas sucesivamente, de

Copyrighted material

modo que la placa quede bien horizontal; las tuercas deben afianzarse sólo con presión de mano.

8. Conéctese la línea de presión al correspondiente orificio de la placa metálica superior y la línea del agua al orificio de la placa inferior. Llénese la cámara, permitiendo que un sobrante de agua entre a la línea de presión, a fin de expulsar al aire atrapado. Desconéctese ahora la línea del agua.

9. Colóquese la cámara en el banco de soporte centrándola bien; ajústese el marco de carga sobre ella y también el extensómetro.

10. Conéctese la línea de presión a un tanque regulador con su válvula de salida cerrada. Ajústese la presión del tanque al valor que se desee tener en la cámara. Mídase y anótese la diferencia de carga (ΔH) entre los niveles del agua en la bureta y en la línea de presión; esta diferencia de carga debe ser deducida del valor señalado por el manómetro del tanque regulador para obtener la presión en la cámara.

11. Póngase en la ménsula de carga el peso suficiente para que el vástago se apoye en el cabezal de lucita, venciendo al empuje hidrostático hacia arriba que produce el agua a presión que actuará en el interior de la cámara.

12. Abrase la válvula de salida del tanque regulador, aplicando así la presión deseada al agua en la cámara.

13. Con las válvulas B y C cerradas, ábrase la A y, entreabriendo la válvula D, bájese el nivel del agua en la bureta hasta la lectura cero en su escala. Ciérrense las válvulas A y D y ábranse entonces las B y C.

14. Ajústese el extensómetro a la lectura cero.

15. Para evitar que al fallar la muestra se produzca una deformación excesiva, perjudicial para las observaciones, colóquese en el suelo bajo la ménsula de carga un tope, que deje un espacio de 2.5 cm aproximadamente entre su extremo y la ménsula.

El aparato está ahora en posición y la muestra lista para hacer la prueba.

XII-c.6. Procedimiento para la prueba rápida

Háganse actuar cargas sobre la ménsula, colocando los incrementos con intervalos de un minuto, obteniendo las lecturas del extensómetro correspondientes a cada incremento cinco segundos antes de agregar el siguiente incremento.

El peso de cada incremento será un décimo de la carga de falla prevista. Según la muestra se vaya acercando a la falla, deberá ser cuidadosamente observada tomándose nota del desarrollo de grietas, abultamientos, pérdidas de verticalidad, etc. A veces es deseable disminuir la magnitud de los incrementos de carga a la mitad, cerca de la falla; en este caso, los intervalos en que actúan los incrementos se reducirán también a medio minutó.

Después de que el espécimen haya fallado o de que su deformación axial sobrepase el 25-30% cesa el proceso de incrementar la carga,

Copyrighted material

se quita la presión de la cámara, se retiran las pesas de la ménsula y se quita el extensómetro.

XII-c.7. Procedimiento para la prueba rápida-consolidada

a) Etapa de consolidación.

Las lecturas iniciales durante esta primera etapa necesitan dos operadores; uno para leer el extensómetro y registrar los datos y el otro para leer las variaciones de nivel en la bureta. Por lo demás, las manipulaciones deberán ajustarse a lo que sigue:

1. En un cierto tiempo registrado, se abre la válvula A completamente.
2. Se toman lecturas simultáneas del extensómetro y la bureta, en tiempos de 15 seg, 30 seg, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 1 h, 2 h, 4 h, etc., después de haberse iniciado el proceso de consolidación, por abrirse la válvula A.
3. Trácense gráficas semilogarítmicas de lecturas del extensómetro y de la bureta contra los tiempos transcurridos (escala logarítmica), simultáneamente al proceso de consolidación.
4. Al llegar al 100% de consolidación primaria, lo cual se nota por definirse tramos rectos en las curvas de consolidación, pero en ningún caso antes de 24 h, se cierra la válvula A.

b) Etapa de carga axial y falla.

Se seguirá el mismo procedimiento descrito para la prueba rápida.

XII-c.8. Procedimiento para la prueba lenta

a) Etapa de consolidación.

El procedimiento es análogo al descrito en la sección *a*) del párrafo XII-c.7 de este Anexo.

b) Etapa de carga axial y falla.

La carga axial se aplica en incrementos, permitiendo completo drenaje de la muestra en todo momento. La velocidad de aplicación de las cargas y la magnitud de los incrementos aplicados varían a lo largo de la prueba, sin que pueda establecerse una secuela definida. Los incrementos de carga iniciales pueden ser grandes, posiblemente de un cuarto de la carga de falla prevista, dejando aplicado cada uno hasta obtener, por lo menos, un 75% de consolidación primaria. Después los incrementos deben ser de mucha menor magnitud y debe dejarse que cada uno obre durante 24 h por lo menos. Al principio no se requiere obtener curvas de consolidación más que para verificar el haber alcanzado la consolidación primaria deseada, a menos que

Copyrighted material

Hidden page

ΔH = Cambio de altura de la muestra, registrado por el extensómetro.

En la segunda etapa deberá calcularse el área de la muestra correspondiente a cada incremento de carga aplicado, mediante la fórmula (12–c.1); con ello podrán trazarse las curvas esfuerzo-deformación. Trácese el Círculo de Mohr de falla. Si se hacen varias pruebas, trácese la envolvente a los círculos obtenidos.

c) **Prueba lenta.**

El área en el momento de la falla podrá calcularse con la expresión (12–c.2); así podrá calcularse el esfuerzo desviador. Trácese el Círculo de Mohr correspondiente y la envolvente de falla, si se efectúan varias pruebas.

XII-c.10. Desarme del aparato en conjunto

Deberán seguirse los siguientes pasos:

1. Colóquese la cámara triaxial en un recipiente grande y aflójense las tuercas de la placa metálica superior, permitiendo que el agua fluya en el recipiente. La cámara puede vaciarse también abriendo la válvula de la placa superior, permitiendo el paso de aire y sacando el agua por la válvula de la placa inferior; empero este procedimiento es mucho más lento.
2. Quítese la placa metálica superior, las barras de armado entre las placas y el cilindro de lucita.
3. Desenróllense los hilos elásticos de la base y el cabezal de lucita; dóblense los extremos de la membrana otra vez sobre el espécimen y retírese la muestra.
4. Quítesele al espécimen la membrana impermeable rolándola a partir de un extremo y prepárese un esquema del espécimen fallado. Si hay un plano de falla claramente definido, mídase su inclinación con un transportador de ángulos. Esta inclinación puede alterarse muy sensiblemente por deformación excesiva después de la falla.
5. Obténgase el peso húmedo de la muestra, séquesela en un horno y obténgase su peso seco. Calcúlese el contenido de agua al principio y al final de la prueba. La pérdida de agua entre los estados final e inicial debe compararse con el registro de la bureta; si existen discrepancias serias entre estas fuentes de información podrá deberse a flujo a través de la membrana o a alguna otra dificultad.
6. Séquese la membrana impermeable, rociándola con polvo de talco. Límpiese y ármese de nuevo el aparato.

XII-c.11. Medidas de presión neutral

a) **Equipo.**

Las cámaras triaxiales modernas, como las del tipo aquí descrito, pueden usarse para medición de presión neutral durante la prueba,

Copyrighted material

insertando, en la base de la bureta, un segmento corto de tubo capilar de lucita (Fig. XII-c.2) y conectando una línea de presión de aire (Fig. XII-c.1) al extremo superior de la bureta. Esta línea conduce a un sistema de válvulas de control y manómetros que permiten un buen ajuste de la presión neutral del agua intersticial.

b) **Procedimiento para la prueba rápida-consolidada.**

Se ceñirá a lo que sigue:

1. Con el aparato triaxial completamente armado y con la válvula que conecta la bureta con el espécimen cerrada, se somete a la bureta a una presión inicial, u_{n0}, de 0.5 kg/cm², aproximadamente. Esta presión neutral inicial sirve para mantener la saturación completa.
2. En seguida aplíquese presión a la cámara de modo que en ella se tenga el valor deseado de σ_3, más la presión u_{n0}.
3. Abrase la válvula de comunicación entre la bureta y el espécimen y léase el extensómetro y el nivel de la bureta a intervalos convenientes. Se debe permitir que la muestra alcance el 100% de consolidación primaria y preferentemente déjense transcurrir 24 h después de que tal punto sea alcanzado, a fin de hacer mínimos los efectos de la consolidación secundaria.
4. El nivel del agua en la bureta debe bajarse ahora hasta la sección capilar, entreabriendo la válvula D con cuidado y cerrando previamente las B y C. Una vez logrado esto, deberá cerrarse la válvula D y abrirse las B y C. A continuación, se aplican al espécimen incrementos de carga axial, con intervalos de 3 a 5 min. Las válvulas del dispositivo de presión neutral deben ajustarse continuamente de modo que el menisco en la sección capilar ni ascienda, ni descienda. Deberán hacerse observaciones continuas hasta que la muestra falle. Los manómetros del dispositivo de presión neutral dan automáticamente las presiones necesarias para contrarrestar la desarrollada en el agua intersticial de la muestra, de modo que el menisco no se mueva.

Hoy en día existen métodos prácticamente más precisos para medir presiones neutrales que el aquí descrito, pero estos métodos se consideran técnicas especializadas de laboratorio, ya fuera del alcance de esta obra.

B. Prueba de compresión simple

XII-c.12. Introducción

La prueba de compresión simple es la más usada en los laboratorios de Mecánica de Suelos para los trabajos de rutina. Esta prueba tiene la ventaja de ser de fácil realización y de exigir equipo relativamente sencillo, en comparación con las pruebas triaxiales. Sin embargo, una co-

Copyrighted material

rrecta interpretación de sus resultados es más difícil que en el caso de las pruebas triaxiales, si se desea ir al fondo de los mecanismos de falla que tienen lugar; por el contrario, los resultados de la prueba son de fácil aplicación a los trabajos de rutina, por lo menos en apariencia, pero es recomendable que las conclusiones que se deriven de esta prueba vayan siempre sancionadas por un especialista. La prueba queda circunscrita a arcillas y suelos *cohesivos,* pues en las arenas y suelos arenosos no es posible el labrado de las muestras.

XII-c.13. Equipo

Una báscula de carga u otro aparato que cubra sus fines.
Cortador para el espécimen, segueta de alambre, etc.
Recipientes para determinación del contenido de agua.
Extensómetro.
Balanza.
Cilindro metálico y demás equipo para preparar un espécimen de suelo remoldeado, si ése es el caso.

XII-c.14. Preparación de la muestra

a) Especímenes de suelo inalterado.

Córtense prismas de unos 5 cm de lado de base y unos 12 ó 13 cm de longitud de la arcilla inalterada. Con un cortador y una segueta de alambre afínense los especímenes hasta su forma definitiva cilíndrica de 3.6 cm de diámetro de base, y 9 cm de altura. El material producto del labrado debe conservarse, protegiéndolo del secado.

b) Especímenes de suelo remoldeado.

Remoldéese la arcilla a mano hasta formar una masa homogénea, sin grumos, de material inalterado. Prepárese un fragmento de tubo de bronce o latón y una placa de vidrio, aceitándolas ligeramente. Con la arcilla fórmese una bola del tamaño de una nuez y colóquese ésta dentro del cilindro colocado sobre la placa de vidrio; apisónese el material. Estas operaciones han de repetirse hasta llenar el molde. Finalmente, extráigase el espécimen del molde.

XII-c.15. Protección de la muestra contra la evaporación

Aun en pruebas de sólo unos minutos de duración, es conveniente proteger a los especímenes contra la evaporación; para ello existen muchos métodos, algunos de los cuales se mencionan a continuación, ordenados de menor a mayor efectividad:

1. Envuélvase la muestra en una toalla de papel húmeda, sin que quede ceñida.

Copyrighted material

2. Cúbrase el espécimen con una capa delgada de grasa.
3. Enciérrese el espécimen en una cámara cerrada con agua en el fondo.
4. Cúbrase el espécimen con una membrana de hule delgado.
5. Envuélvase el espécimen con dos membranas de hule y una capa de grasa a prueba de agua entre ellas, sumergiendo el conjunto totalmente en agua.

XII-c.16. Procedimientos de prueba

Los métodos de prueba dependen del equipo de carga disponible; a continuación, se detallan los dos casos más comunes. Sin embargo,

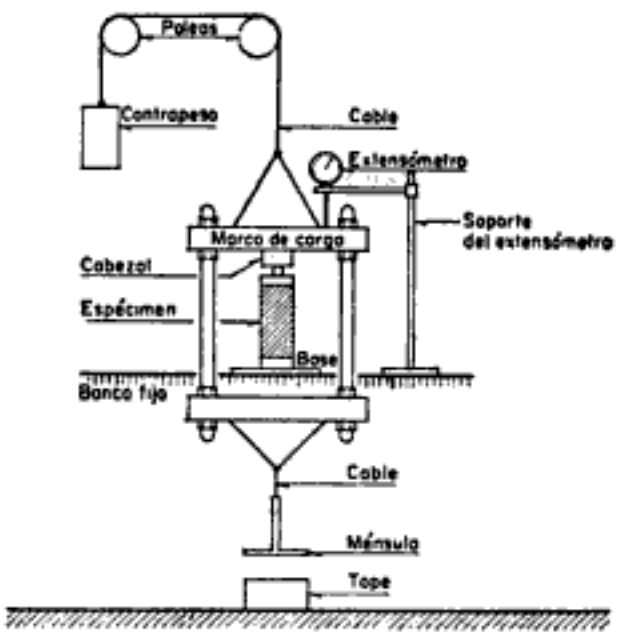


Figura XII-c.4. Esquema de un aparato con aplicación de carga directa para prueba de compresión simple.

como criterio general es de señalar que es conveniente que la prueba dure de 5 a 10 min. Si la carga se aplica en incrementos, esto puede lograrse haciendo obrar cada minuto valores del orden de $\frac{1}{5}$ a $\frac{1}{10}$ de la carga de falla estimada (al hacer esta estimación debe tenerse presente que la resistencia de las arcillas remoldeadas, en general, es mucho menor que la de las mismas en estado inalterado).

Un aparato portátil de piñón y cremallera o de plataforma de carga con tornillo de avance es recomendable para adquirir *a priori* una idea de la resistencia del material a probar y de los incrementos de carga a usar en una prueba más ambiciosa; este aparato sencillo puede usarse, por ejemplo en el campo, para determinaciones toscas de las resistencias a la compresión simple de las arcillas.

En pruebas con deformación controlada deberá trabajarse con una velocidad tal que la prueba dure el mínimo tiempo señalado.

Copyrighted material

a) **Procedimiento de prueba con aplicación directa de la carga.** (Esfuerzo controlado.)

El procedimiento se ajustará a lo que sigue:

1. Móntese el espécimen, con su base y cabezal ya instalados bien centrado bajo el marco de carga.

2. Colocando una pequeña pesita en la ménsula, asegúrese un buen contacto entre el espécimen y el marco de carga, a través del balín y la placa del cabezal. Verifíquese previamente que el peso del marco de carga está correctamente balanceado por el contrapeso.

3. Móntese un extensómetro sensible al centésimo de milímetro en su soporte, adosado al marco de carga. Ajústese a una lectura inicial de cero.

4. Echese a andar un cronómetro y, simultáneamente, aplíquese el primer incremento de carga a la ménsula. Inmediatamente antes de aplicar el siguiente incremento de carga deberá observarse y registrarse la lectura del extensómetro. Cada incremento de carga debe aplicarse durante un minuto y la lectura del extensómetro debe hacerse 5 seg antes de aplicar el siguiente.

5. Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser cuidadosamente observada para detectar sus grietas o posibles planos de falla y otros puntos de interés.

6. Si la muestra falla bruscamente regístrese el tiempo transcurrido tras la aplicación del último incremento de carga; después quítense las pesas de la ménsula. Si no hay falla brusca, la prueba se dará por terminada al sufrir la muestra una deformación unitaria del orden de 20%.

7. Quítese la muestra del aparato y hágase un esquema de su falla y agrietamientos a una escala correcta.

8. Córtese una laja delgada, de unos 3 mm de espesor, paralela al plano de falla, para determinación del contenido de agua. El resto del espécimen se pondrá a secar para el mismo fin.

9. Calcúlense las deformaciones correspondientes a los diferentes esfuerzos, según los datos observados, calculando con áreas corregidas y dibújese un diagrama esfuerzo-deformación.

b) **Procedimiento de prueba con báscula de carga** (deformación controlada).

El método se ceñirá a los siguientes pasos:

1. Colóquese sobre la plataforma de la báscula de carga una placa metálica redonda, con dos brazos verticales entre los que va el puente para instalar el extensómetro; sobre esa base colóquese una placa destinada a soportar directamente al espécimen.

Sobre dicho espécimen otra placa delgada hace el papel de cabezal, en el cual se apoyará, a través de un balín, el marco móvil de carga. La colocación de todos esos objetos hará que la aguja de la carátula de la báscula abandone su posición original de lectura cero; por medio

Copyrighted material

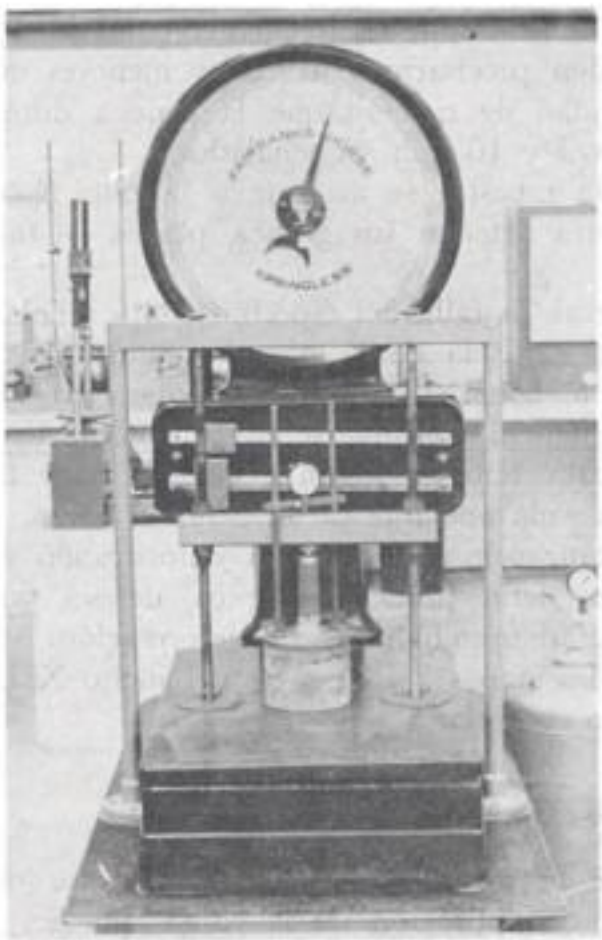


Figura XII-c.5. Aparato de compresión simple de deformación controlada (Laboratorio del Departamento de Geotécnia de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. México, D. F.)

de los pesos situados en los brazos horizontales de la báscula, deberá volverse dicha aguja a su posición original. En este momento la báscula está lista para la prueba.

2. Céntrese bien el espécimen bajo el marco móvil, cuidando que el balín transmisor resulta perfectamente axial. Acciónense manualmente las palancas que mueven el marco móvil hasta lograr el contacto con el cabezal de la muestra, a través del balín; éste se hace notorio por un pequeño desplazamiento de la aguja de la carátula de la báscula, la cual deberá colocarse en cero otra vez, accionando ligeramente en sentido inverso el mismo control manual.

3. Móntese el extensómetro y ajústese su carátula en lectura cero.

4. Conéctese el mecanismo eléctrico de la báscula y échese a andar el mecanismo de aplicación de carga simultáneamente con un cronómetro. El marco de carga desciende ahora a una velocidad uniforme, comprimiendo al espécimen contra la plataforma, con lo cual la carátula de la báscula marcará las cargas aplicadas progresivamente.

5. Deberán hacerse lecturas de la carga aplicada a cada milímetro de deformación, según indicación del extensómetro. Esta frecuencia puede variarse de acuerdo con la mayor o menor rigidez del espécimen; en los especímenes más rígidos es recomendable una frecuencia mayor.

Copyrighted material

La velocidad de deformación es frecuentemente de 1 mm por minuto, sin embargo, pueden precisarse velocidades menores cuando se prueben muestras muy rígidas, de manera que la prueba dure un tiempo comprendido entre los 5 y 10 min ya señalados.

6. Conforme la muestra se acerque a la falla deberá ser observada cuidadosamente para detectar sus grietas, planos de falla u otros puntos de interés.

7. Por lo general, la falla del espécimen está señalada por un regreso en la aguja de la carátula de la báscula, tanto mayor cuanto la falla sea más típicamente frágil. El instante en que esto ocurra debe ser registrado. Después deberá continuarse la prueba haciendo lecturas en la forma normal, hasta obtener algunos valores para la curva esfuerzo-deformación en la zona adelante de la carga máxima. La prueba deberá suspenderse al alcanzar la muestra una deformación unitaria del orden del 20%. Si no se define una falla típica, deberá también suspenderse la prueba al llegar al mismo límite de deformación.

8, Ejecútense las etapas 7), 8) y 9) del inciso XII-c.16.a. relativas a pruebas de esfuerzo controlado.

XII-c.17. Errores posibles

La elección de la magnitud de los incrementos de carga aplicados o de la velocidad de aplicación de la carga, pueden influir en la forma de la curva esfuerzo-deformación y en el valor de la resistencia última.

El labrado del espécimen y la prueba deben realizarse en un cuarto húmedo para evitar evaporación.

Por un ajuste impropio de la base o el cabezal con el espécimen pueden tenerse errores en las lecturas del extensómetro y en la verticalidad de las muestras; en arcillas duras y frágiles es aconsejable cabecear los especímenes antes de la prueba.

C. Prueba triaxial al vacío en arenas

XII-c.18. Introducción

El objeto de esta prueba es la determinación de las características esfuerzo-deformación y resistencia de una arena sujeta a esfuerzos cortantes, producidos al variar los esfuerzos principales que actúan en un espécimen cilíndrico de arena.

Los esfuerzos principales menor e intermedio (iguales) se generan aplicando un vacío a la arena.[7,8]

XII-c.19. Equipo de prueba y dimensiones de la muestra

La prueba no requiere equipo especial complicado y un laboratorio equipado para hacer pruebas de compresión simple y triaxiales

Copyrighted material

puede realizarla. Algunos detalles especiales resaltarán al leer lo que sigue.

El espécimen es del mismo tipo del usado en pruebas triaxiales o de compresión simple, pero sus dimensiones lineales deben ser ahora mayores, por ejemplo del orden del doble.

XII-c.20. Procedimiento de prueba

La prueba se ajustará a lo siguiente:

1. Obténgase el peso de una cantidad de arena secada al horno suficiente para efectuar la prueba.
2. Colóquese el extremo inferior de una membrana cilíndrica de hule de tamaño adecuado abrazando la base sobre la que irá el espécimen y fíjese esa posición enrollando hilo elástico fuertemente en torno a la membrana y la base.
3. En torno a la membrana cilíndrica de hule colóquense dos semicilindros metálicos que puedan atornillarse uno a otro firmemente; éste será el molde que sirva para constituir el espécimen. El extremo superior de la membrana de hule deberá doblarse ahora sobre el filo del borde superior de ese molde. Asegúrese ese doblez también con hilo elástico.
4. Llénese el molde y la membrana con arena, en diez capas aproximadamente iguales, compactando cada capa con un pisón especial dejado caer de una altura de 7.5 cm. Para obtener una compacidad relativa uniforme en todo el espécimen es preciso aumentar el número de golpes por capa, según vaya aumentando el espesor de la muestra. Una secuencia de compactación como la siguiente ha resultado recomendable: 5, 7, 7, 9, 9, 11, 11, 13, 13 y 15 golpes, con un total de 100 golpes. Cada capa de arena debe colocarse cuidadosamente, con espesor uniforme y después ser compactada; el primer golpe y el último deben aplicarse en el centro del molde y el resto en las zonas periféricas, con espaciamiento uniforme.
5. La décima capa debe quedar, después de compactada, al ras del molde. Después colóquese al espécimen un cabezal; deshágase la doblez de la membrana sobre el borde superior del molde y colóquesela abrazando el cabezal, asegurando la nueva posición con hilo elástico.
6. Pésese la arena seca que haya sobrado.
7. Conéctese la base al tanque de vacío y aplíquese vacío a la muestra; para ello, la base debe estar perforada, permitiendo el paso de una línea de vacío.
8. Quítese el molde separando los dos semicilindros metálicos; la muestra permanecerá firme a causa del vacío aplicado.
9. Tómense por lo menos dos medidas de cada uno de los diámetros extremos y central del espécimen y de la altura del mismo.
10. Colóquese el espécimen así armado en la plataforma de una báscula de carga y procédase como en una prueba de compresión simple con deformación controlada.

Copyrighted material

Hidden page

OBRA _____

LOCALIZACION: _____

SONDEO Nº: _____ ENSAYE Nº _____

MUESTRA Nº: _____ PROF.: _____

DESCRIPCION: _____

(DEPENDENCIA)

COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

MEDIDAS DE LA MUESTRA:

D_s = _____ cm A_s = _____ cm^2 W_i = _____ gr FECHA: _____

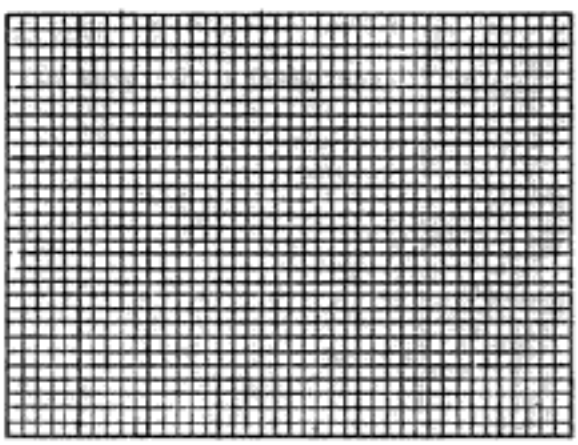
D_c = _____ cm A_c = _____ cm^2 V_i = _____ cm^3 OPERADOR: _____

D_i = _____ cm A_i = _____ cm^2 γ_m = _____ Ton/m^3 CALCULISTA: _____

H_m = _____ cm $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6}$ = _____ / 6 = _____ cm^2

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: _____ σ_3 = _____ kg/cm^2

Tiempo transcurrido	Carga	Lectura extensómetro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo desviador	Contenido de agua	
min	kg	mm	mm	—	—	cm^2	kg/cm^2		
								Cápsula Nº	
								Peso cáp. + s. h.	
								Peso cáp + s s.	
								Peso agua	
								Peso cápsula	
								Peso suelo seco	
								W %	
								OBSERVACIONES:	
								Cápsula Nº	
								Peso cáp. + s. h.	
								Peso cap. + s. s.	
								Peso agua	
								Peso cápsula	
								Peso suelo seco	
								W %	
								OBSERVACIONES:	



ESFUERZO EN kg/cm^2

DEFORMACION UNITARIA EN %

NOTA: Area correg. = $\frac{Am}{1\text{-Def. unit.}}$

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBSERVACIONES: _____

Copyrighted material

Hidden page

OBRA: _____

LOCALIZACION: _____

SONDEO Nº: _____ ENSAYE Nº _____

MUESTRA Nº: _____ PROF.: _____

DESCRIPCION: _____

_____

(DEPENDENCIA)

COMPRESION TRIAXIAL AL VACIO

MEDIDAS DE LA MUESTRA

D_s = _____ cm A_s = _____ cm^2 W_i = _____ gr FECHA _____

D_c = _____ cm A_c = _____ cm^2 V_i = _____ cm^3 OPERADOR _____

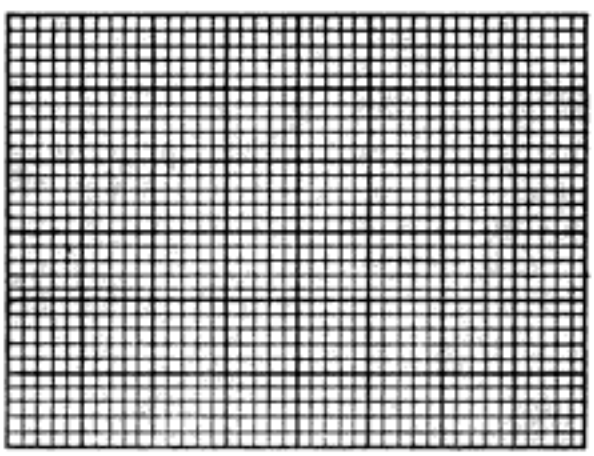
D_i = _____ cm A_i = _____ cm^2 γ_m = _____ Ton/m^3 CALCULISTA _____

H_m = _____ cm $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{\quad}{6} =$ _____ cm^2

VACIO APLICADO _____ cmHg $\sigma_3 = 0.0136 \times$ _____ = _____ kg/cm^2

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA. _____

Tiempo transcurrido	Carga	Lectura extensómetro	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Area corregida	Esfuerzo desviador	Peso arena seca	
min	kg	mm	mm	—	—	cm^2	kg/cm^2		
								Cápsula Nº	
								Peso cápsula	
								Peso inicial cap. + arena	
								Peso final cap. + arena	
								Peso arena	
								OBSERVACIONES:	



NOTA: Area correg. = $\frac{Am}{1\text{-Def unit}}$

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA:

OBSERVACIONES: _____

_____

Copyrighted material

Hidden page

lidado. Por ello no es sorpresivo que la relación de esfuerzos principales en la falla resulte mayor que la determinada en prueba lenta.

Para un análisis más serio de lo que ocurre en la muestra durante la etapa de carga axial en una prueba rápida-consolidada, se hace necesario recurrir al concepto de curva vectorial, que se expone inmediatamente.

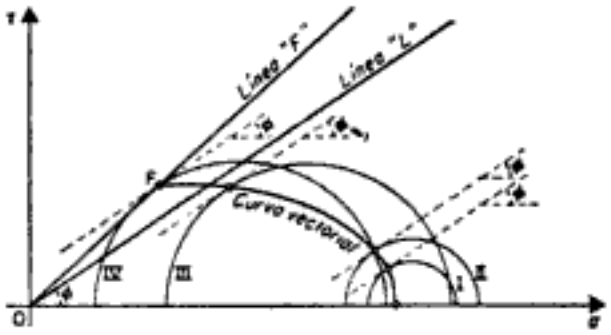


Figura XII-d.1. Curva vectorial obtenida en una prueba rápida-consolidada.

Considérese una prueba rápida-consolidada con mediciones de presión neutral. Se trata de analizar la variación de los esfuerzos normales efectivos y los tangenciales durante la aplicación del esfuerzo desviador. Se supone que previamente ha sido determinada la línea "*L*" del suelo y por lo tanto, se conoce el valor del ángulo ϕ de fricción interna. Si se trazan ahora diversos círculos de esfuerzos efectivos, correspondientes a distintos momentos de la segunda etapa de la prueba, se podrán determinar en cada uno de ellos los esfuerzos normal y cortante actuantes en el plano potencial de falla, simplemente encontrando el punto de tangencia de cada uno con rectas inclinadas al ángulo ϕ ó, alternativamente, trazando por el polo de cada uno líneas a $45° + \phi/2$, como se ilustra en la Fig. XII-d.1.

Si esos puntos se unen con una curva continua, se habrá trazado la curva vectorial del suelo en la prueba efectuada. Esta representa el lugar geométrico de los extremos de los vectores cuyas componentes normal y tangencial son los esfuerzos del mismo nombre en el plano potencial de falla. En la Fig. XII-d.1 se han trazado cuatro círculos de Mohr. El círculo II se ha escogido de tal manera que su $\overline{\sigma}_1$ sea el máximo alcanzado en la prueba y el círculo IV tiene el mínimo $\overline{\sigma}_1$ alcanzado en la misma. Este último círculo es el de falla y el punto *F* representa las condiciones de esfuerzo en el plano crítico en el instante en que la falla se produce. Obsérvese la posición relativa de los círculos sucesivos: resulta así debido a que la presión neutral aumenta continuamente, haciendo que los círculos efectivos se desplacen hacia la izquierda, respecto a los correspondientes círculos totales; en el caso de la figura, el esfuerzo efectivo principal mayor en el momento de la falla es inclusive menor que el esfuerzo σ_3 a que fue consolidado el suelo al fin de la primera etapa de la prueba. Esto hace que todos los planos en el espécimen en el instante de falla estén en el intervalo de preconsolidación.

Copyrighted material

Si se ejecutan varias pruebas rápidas-consolidadas a distintas presiones de cámara se encontrará que la línea que une los diversos puntos F obtenidos también es una recta (línea "F") que pasa por el origen y que forma con la horizontal un ángulo mayor que ϕ. El Dr. Casagrande y el Prof. Wilson reportan una arcilla orgánica en que este nuevo ángulo resultó de 43° contra un $\phi = 34°$.

Por lo tanto, los círculos efectivos de falla no tienen por qué ser tangentes a la línea "L", en pruebas rápidas-consolidadas, sino que deben ser prácticamente tangentes a la línea F, que puede determinarse según queda dicho.

En suelos normalmente consolidados es fácil notar que cuanto mayor sea la presión neutral desarrollada en la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada, los círculos efectivos se desplazarán más hacia la izquierda y, por lo tanto, la curva vectorial resultará más tendida; si la presión neutral desarrollada es menor, la curva vectorial resulta más alzada. Según se vio, el valor de la presión neutral desarrollada depende fundamentalmente de la sensibilidad de la estructura del suelo a la deformación; cuanto mayor es ésta, mayor presión neutral desarrolla el agua de la muestra. Por lo tanto, una curva vectorial alzada indica un suelo de estructura poco sensible; la curva vectorial tendida indica, naturalmente, lo contrario. Obsérvese que cuando $u = 0$ (prueba lenta) la curva vectorial es una recta inclinada en ángulo $45° + \phi/2$.

ANEXO XII-e

Nociones sobre las características de esfuerzo-deformación y resistencia de las arcillas compactadas

Los suelos compactados caen naturalmente dentro del grupo de suelos parcialmente saturados, pues cuando se compacta un suelo es normal ponerlo antes en una humedad que no corresponde a la saturación total. La compactación de los suelos se discutirá con detalle en el capítulo XIV de esta obra. Las propiedades que presente un suelo compactado dependerán de la intensidad de la compactación producida y ésta varía con el contenido de agua del suelo en el momento de la compactación; es normal referir la compactación del suelo al peso específico seco que alcanza al material compactado.

Para estudiar las presiones neutrales desarrolladas en muestras de suelo compactado durante la ejecución de pruebas triaxiales, se considerará una arcilla compactada hasta un mismo peso específico seco, pero en varias pruebas, con distintos contenidos de agua a los que corresponden diferentes grados de saturación.

Si a cada muestra se la somete a presiones hidrostáticas crecientes en la cámara de compresión triaxial, parte de esta presión será tomada por la estructura del suelo desde un principio, ya que éste puede comprimirse en la parte de vacíos llena por aire y parte será presión neutral.

Copyrighted material

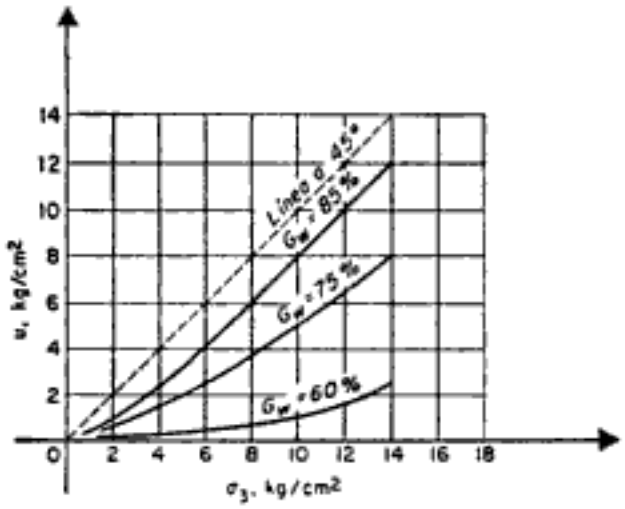


Figura XII-e.1. Forma de las curvas presión neutral-presión de cámara en suelos compactados.

En la Fig. XII-e.1 se presentan tres curvas reportadas por los Drs. A. Casagrande y R. C. Hirschfeld[10] para una cierta arcilla en los grados de saturación iniciales indicados.

En esa figura se observa que para grados de saturación decrecientes la desviación de las curvas aumenta respecto a una línea a 45°, que se considera la teórica para $G_w = 100\%$, pues en este caso toda la presión σ_3 debería ser tomada por el agua. La inclinación y desviación de esas curvas puede explicarse pensando en que conforme σ_3 aumenta es parcialmente transmitida al aire, el cual reduce su volumen y se disuelve en el agua en parte, resultando un aumento rápido del grado de saturación en el suelo. En la curva $G_w = 85\%$, el volumen de aire es pequeño y por ello entra en solución en el agua, bajo el efecto de presiones hidrostáticas relativamente bajas y, así, esa curva se parece, para presiones mayores, a una recta a 45°. En la figura se ve que la arcilla tratada en la investigación alcanzó la disolución total del aire para presiones σ_3 del orden de 5 kg/cm². Por otra parte en la curva de $G_w = 60\%$ puede verse que aun para presiones entre 10 y 14 kg/cm² la pendiente es variable y diferente de la recta a 45°; ello indica que el grado de saturación es sustancialmente inferior todavía a 100%.

Las muestras objeto del experimento pueden probarse en prueba rápida; en la Fig. XII-e.2 aparecen las envolventes obtenidas para ese caso, reportadas por los investigadores ya mencionados.

Comparando estas envolventes se observa que a mayores grados de saturación se acercan más a la forma recta horizontal propia de los suelos saturados. En el caso de las muestras con 85% de grado de saturación inicial, la envolvente es prácticamente horizontal para presiones mayores que 5 kg/cm², en tanto que para el caso en que $G_w = 60\%$, la envolvente todavía sigue elevándose para valores de la presión normal mucho más altos. Se deduce que las muestras compactadas al 85% de grado de saturación inicial alcanzaron prácticamente la saturación

Copyrighted material

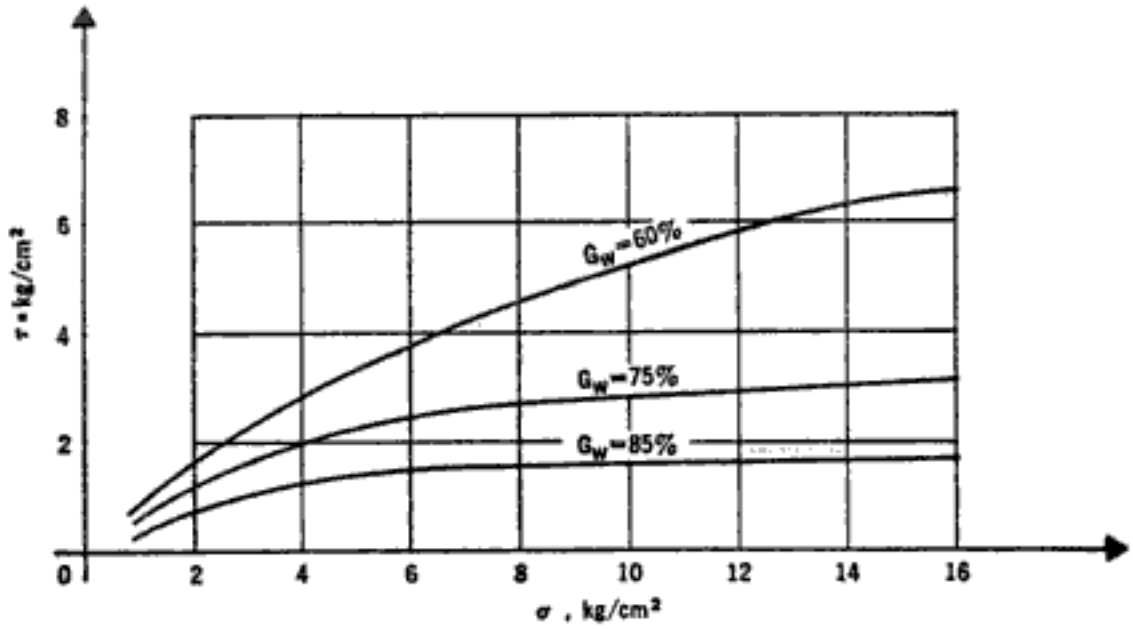


Figura XII-e.2. Forma de las envolventes de falla en prueba rápida realizada sobre una arcilla compactada.

total rápidamente y su volumen ya no disminuyó al aumentar las presiones de cámara una vez alcanzada esa saturación; esto concuerda con el comportamiento de los suelos saturados. Las muestras compactadas con $G_w = 60\%$ no alcanzaron la saturación total dentro del intervalo de presiones reportado y, por ello, siguieron consolidándose en todo momento al aumentar las presiones de cámara, con un incremento en el esfuerzo efectivo y en la resistencia exhibida.

En la referencia mencionada en este Anexo podrán verse más datos sobre el comportamiento de los suelos compactados.

ANEXO XII-f

Procedimientos teóricos para estimar la presión neutral desarrollada por un cambio rápido de los esfuerzos totales

En este Anexo se menciona, en primer lugar, una teoría de A. W. Skempton usualmente conocida con el nombre de Teoría de los Coeficientes A y B de presión neutral.[11] Esta teoría tiene por finalidad la determinación de la presión neutral desarrollada en una muestra de arcilla cuando varían los esfuerzos principales totales σ_1 y σ_3 y es particularmente útil para conocer la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en pruebas rápidas-consolidadas.

Skempton propone la fórmula:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A\,(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \qquad (12\text{-f.1})$$

como medio para la valuación de u. Los coeficientes A y B, que aparecen en la expresión pueden obtenerse experimentalmente en una prueba

Copyrighted material

rápida-consolidada y $\Delta\sigma_3$ y $\Delta\sigma_1$ se escogen, en general, de manera que representen el cambio de esfuerzos principales que tenga lugar en el problema práctico bajo estudio.

Considérese un elemento de suelo en equilibrio bajo una presión exterior p ejercida en todas direcciones; se considera a la muestra totalmente consolidada bajo esa presión, o sea, obra sobre la estructura del suelo. Si los esfuerzos varían se tendrá un incremento $\Delta\sigma_1$ en el

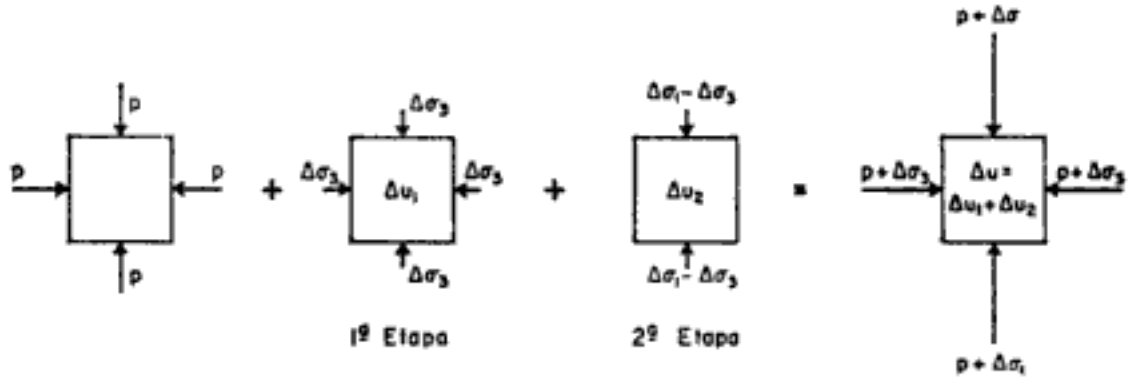


Figura XII-f.1. Etapas consideradas en la variación de los esfuerzos actuantes en un elemento de suelo.

esfuerzo vertical y otro, $\Delta\sigma_3$, en el esfuerzo lateral. Estos incrementos de esfuerzo pueden considerarse aplicados en dos etapas (Fig. XII-f.1).

En la primera etapa se sujeta al elemento a un incremento de presión $\Delta\sigma_3$, igual en todas direcciones; en la segunda, actúa un esfuerzo desviador $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$. Esos incrementos de esfuerzo exterior producirán en el elemento las presiones neutrales Δu_1 y Δu_2, respectivamente.

El coeficiente B se define como la relación que existe entre el aumento de presión neutral en la primera etapa y el aumento de esfuerzo exterior en esa etapa:

$$B = \frac{\Delta u_1}{\Delta\sigma_3} \tag{12–f.2}$$

El coeficiente A, análogamente, se define con la expresión:

$$AB = \frac{\Delta u_2}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3} \tag{12–f.3}$$

Los coeficientes A y B pueden analizarse también teóricamente en la forma que aparece abajo.

En la primera etapa, al aplicar $\Delta\sigma_3$, el esfuerzo efectivo comunicado a la estructura del suelo es:

$$\Delta\bar{\sigma}_3 = \Delta\sigma_3 - \Delta u_1$$

Copyrighted material

Si c_e representa la compresibilidad de la estructura del suelo, es decir, la deformación volumétrica unitaria por unidad de presión actuante, el decremento de volumen de un volumen V_m de suelo está dado por:

$$\Delta V_m = c_e V_m(\Delta\sigma_3 - \Delta u_1) \qquad (12\text{–f.4})$$

Por otra parte, si c_f es la compresibilidad del conjunto fluido, agua + aire, que ocupa los vacíos del suelo y n es la porosidad de éste, el mismo decremento ΔV_m podrá también expresarse:

$$\Delta V_m = c_f n V_m \Delta u_1 \qquad (12\text{–f.5})$$

Pues lo que la masa de suelo se comprime debe ser precisamente lo que se comprima el conjunto agua + aire que ocupa sus vacíos.

Igualando (12–f.4) y (12–f.5) se obtiene:

$$c_e(\Delta\sigma_3 - \Delta u_1) = c_f n \Delta u_1$$

$$\therefore \quad B = \frac{\Delta u_1}{\Delta\sigma_3} = \frac{1}{1 + n\dfrac{c_f}{c_e}} \qquad (12\text{–f.6})$$

En suelos totalmente saturados c_f es mucho menor que c_e, pues el agua es prácticamente incompresible, por lo que B debe resultar igual a 1. Esta predicción teórica concuerda con los resultados experimentales considerados en el Anexo XII-e de este capítulo. Por el contrario, en un suelo totalmente seco c_f es mucho mayor que c_e, pues el aire es mucho más compresible que la estructura del suelo, por lo que B debe resultar muy cercano a cero. En suelos parcialmente saturados B varía entre cero y uno, dependiendo del grado de saturación. Skempton reporta una arcilla en que, para $G_w < 80\%$, el coeficiente B se mantiene menor que 0.2, pero para grados de saturación arriba del 80%, la variación se hace muy abrupta, creciendo B muy rápidamente.

El cambio de presión neutral durante la segunda etapa de aplicación del esfuerzo desviador (Fig. XII-f.1) puede también analizarse teóricamente. Los incrementos de esfuerzos efectivos debidos al efuerzo desviador son:

$$\Delta\bar{\sigma}_1 = (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - \Delta u_2$$

$$\Delta\bar{\sigma}_3 = 0 - \Delta u_2 \qquad (12\text{–f.7})$$

En donde Δu_2 es, como ya se dijo, el incremento de presión neutral en la segunda etapa de variación de los esfuerzos actuantes sobre el elemento de suelo.

Si se supone momentáneamente que el suelo se comporta según la Teoría de la Elasticidad, el decremento de volumen de la estructura del suelo debido a los anteriores esfuerzos efectivos será:

Copyrighted material

$$\Delta V_m = c_e V_m \frac{1}{3} (\Delta\bar{\sigma}_1 + 2\Delta\bar{\sigma}_3)$$

$$\therefore \quad \Delta V_m = c_e V_m \frac{1}{3} [(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - 3\Delta u_2]$$

Por otra parte el decremento de volumen del compuesto agua + aire, igual al anterior, será:

$$\Delta V_m = c_f n V_m \Delta u_2$$

Igualando:

$$\Delta u_2 = \frac{1}{3} \frac{1}{1 + n \frac{c_f}{c_e}} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

O sea:

$$\Delta u_2 = \frac{1}{3} B(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \qquad (12\text{–f.8})$$

Pero el comportamiento de los suelos no es acorde con la Teoría de la Elasticidad, en general, por lo que la ecuación (12-f.8) debe modificarse, pudiéndose escribir en la forma:

$$\Delta u_2 = BA(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \qquad (12\text{–f.9})$$

Donde un coeficiente A sustituye al valor 1/3, apartándose de tal valor tanto más cuanto el suelo se aparte del comportamiento elástico. El coeficiente A debe determinarse experimentalmente.

El incremento total de presión neutral será, por lo tanto:

$$\Delta u = \Delta u_1 + \Delta u_2 = B\Delta\sigma_3 + BA(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

$$\therefore \quad \Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \qquad (12\text{–f.1})$$

Que es la ecuación que se escribió al principio de este Anexo.

Para el caso de suelos totalmente saturados la ecuación (12–f.1) se reduce a:

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \qquad (12\text{–f.10})$$

Para un suelo dado el coeficiente A varía con los esfuerzos y las deformaciones. En la tabla 12-f.1 aparecen algunos valores experimentales de A, medidos en el instante de la falla de muestras del suelo mencionado.

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

Hidden page

$$y = \left(\frac{\tau}{\tau_f}\right)^{\beta} \qquad (12\text{–f.19})$$

donde τ_f es el esfuerzo cortante octaédrico en el instante de la falla, τ el mismo en cualquier instante anterior y β es un segundo coeficiente constante, que depende de características físicas del material. Puede demostrarse que en una prueba triaxial

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \qquad (12\text{–f.20})$$

donde $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ representa la diferencia entre los esfuerzos principales máximo y mínimo en el momento de la falla. En esta teoría se ha considerado como momento de la falla aquel en que τ alcanza el valor máximo en el proceso de carga. Introduciendo las expresiones 12–f.19 y 12–f.20 en la (12–f.18), se obtiene:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right)^{\beta} \qquad (12\text{–f.21})$$

La anterior es la expresión general que proporciona la teoría para arcillas normalmente consolidadas.

En la práctica, al efectuar una prueba rápida-consolidada, midiendo la presión de poro en la falla de un espécimen de arcilla normalmente consolidada, puede conocerse el coeficiente α, despejándolo de la expresión 12–f.14, utilizando valores en la falla. Posteriormente, puede estimarse β, utilizando valores de Δu y de los esfuerzos principales en un momento

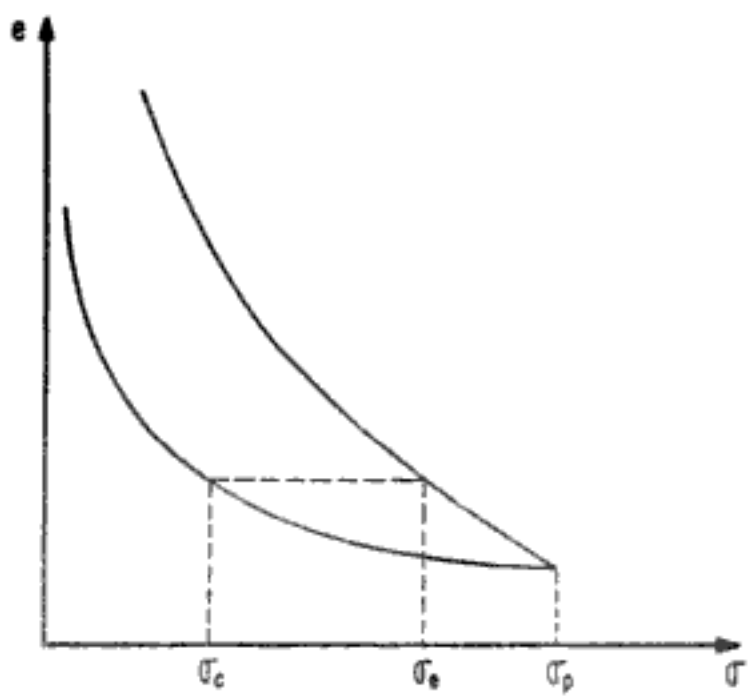


Figura XII-f.2. Ilustración del concepto de presión octaédrica equivalente de consolidación.

Copyrighted material

anterior a la falla, siendo recomendable escoger tal instante en la zona media del proceso de carga. Una vez conocidos α y β, la fórmula 12–f.21 permite estimar Δu en cualquier otra prueba rápida-consolidada en que no se haya medido la presión de poro.

En suelos preconsolidados la teoría se extiende teniendo como base las ideas adicionales siguientes:

—El hecho de que durante un proceso de descarga desde la presión σ_p (carga de preconsolidación) a la σ_c (que se supone menor, naturalmente), la relación de vacíos del espécimen no recupere su valor correspondiente al tramo virgen, sino que alcanza uno menor, puede interpretarse como si una parte de la energía de consolidación debida al decremento de presión hidrostática $\sigma_p - \sigma_c$ fuese retenida por el suelo, cuando el esfuerzo σ disminuye de σ_p a σ_c. Si se define (Fig. XII-f.2) la presión octaédrica equivalente de consolidación, σ_e, como la presión que produce en la rama virgen de la curva de compresibilidad la misma relación de vacíos que σ_c en la rama de descarga, al pasar el valor de σ de σ_p a σ_c, la diferencia $\sigma_e - \sigma_c$ puede considerarse como una medida relativa de la energía de consolidación retenida por la estructura del suelo en la descarga.

Esta definición es similar, aunque no idéntica, a la presión equivalente de consolidación definida previamente por Hvorslev.[16]

—Un incremento en el esfuerzo cortante octaédrico afecta la estructura del suelo en tal forma que una parte de $\sigma_e - \sigma_c$ es liberada por dicha estructura y transferida al agua en forma de tensión de poro, en pruebas a volumen constante. La energía liberada puede representarse por el producto $\alpha(\sigma_e - \sigma_c)$, en el instante de la falla, en el cual α es un coeficiente constante entre cero y uno; en la Ref. 15 el autor de esta teoría expuso que el valor de α recién introducido debería ser diferente del que aparece en la fórmula 12–f.14, pero posteriores investigaciones aún no publicadas tienden a convencerlo de que ambos coeficientes constantes son en realidad el mismo.

Así, ahora la magnitud de la presión de poro en la falla puede considerarse constituida por tres sumandos; el primero, debido al incremento del esfuerzo normal octaédrico; el segundo, debido a un efecto de perturbación estructural, supuesto el suelo normalmente consolidado y el tercero, al efecto de preconsolidación descrito anteriormente. Por lo tanto, la expresión general para Δu en el instante de la falla será:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c - \alpha_p(\sigma_e - \sigma_c) \qquad (12\text{–f.22})$$

Esta es la expresión que aparece en la Ref. 15, en donde inclusive el coeficiente α se supone distinto en el segundo y en el tercer términos del segundo miembro; α se consideraba en dicha referencia igual al obtenido para el caso en que el suelo fuese normalmente consolidado. Investigaciones posteriores no publicadas del autor de esta teoría, lo condujeron a pensar que:

$$\alpha = \alpha_p$$

Copyrighted material

Y ambos coinciden con el coeficiente que rige el caso de suelos normalmente consolidados, ya que no parece lógico suponer coeficientes diferentes para cuantificar la perturbación de una misma estructura de suelo. Por otra parte, también se considera que el término $\alpha\sigma_c$ debe modificarse por un factor reductor, ya que el suelo preconsolidado posee una estructura más *resistente* que el normalmente consolidado. Para encontrar este factor reductor puede pensarse que el suelo bajo una presión isotrópica σ_c realmente está consolidado a la presión equivalente σ_e por lo que parece permisible aceptar que el factor reductor debe ser precisamente el cociente de estas presiones; es decir:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_e}$$

En consecuencia, en definitiva, la fórmula 12–f.22 puede ponerse:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_c \frac{\sigma_e}{\sigma_e} - \alpha(\sigma_e - \sigma_c)$$

lo que conduce a:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta\sigma}{\sigma_c} + \alpha\frac{\sigma_c}{\sigma_e} - \alpha\frac{\sigma_e - \sigma_c}{\sigma_c}$$

y

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta\sigma}{\sigma_c} - \alpha\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - 1\right) \qquad (12\text{–f.23})$$

Para el proceso de carga, el segundo sumando del segundo miembro deberá multiplicarse por la función de sensitividad; suponiéndola, como antes, igual a $(\tau/\tau_f)^\beta$ y tomando en cuenta que en las pruebas triaxiales estándar:

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$$

Se puede finalmente escribir la expresión general para obtener la presión de poro en cualquier instante del desarrollo de una prueba triaxial en un suelo remoldeado, saturado, normalmente consolidado o preconsolidado:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c} = \frac{\Delta\sigma}{\sigma_c} - \alpha\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - 1\right)\left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right]^\beta \qquad (12\text{–f.24})$$

Para el momento de la falla la expresión anterior se reduce a la (12–f.23), por lo ya dicho. Además, para suelos normalmente consolidados, $\sigma_e = \sigma_c$ y la expresión 12–f.24 se reduce a la (12–f.21).

En la práctica es preciso hacer una prueba triaxial rápida-consolidada para calcular α y β, tal como se describió; para ello podrá usarse una muestra normalmente consolidada. Nótese que por tratarse de un suelo

Copyrighted material

remoldeado y consolidado isotrópicamente la diferencia entre una muestra normalmente consolidada y una preconsolidada, estribará únicamente en el valor de la presión σ_e que se aplique en la primera etapa de la prueba triaxial; si σ_e es menor que la presión isotrópica utilizada para consolidar el espécimen, éste será preconsolidado; en caso contrario será normalmente consolidado. Además será preciso conocer el valor de σ_e para cada valor de σ_c, si se quiere aplicar la fórmula (12–f.24); esto requiere obtener la curva de compresibilidad de la arcilla remoldeada, incluyendo su tramo de expansión.

En un trabajo posterior[17] Juárez Badillo encontró una relación teórica que permite calcular σ_e/σ_c, como función del grado de consolidación σ_p/σ_c, haciendo uso de un coeficiente ρ, llamado relación expansión-compresibilidad, característico del material y que es constante e independiente del nivel de esfuerzos que se use en la prueba. Dicha relación es:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_c}\right)^{1-\rho} \qquad (12\text{–f.25})$$

El coeficiente ρ se calcula con lineamientos que aparecen en la mencionada Ref. 17.

ANEXO XII-g

Efecto del lavado en la compresibilidad y resistencia de arcillas marinas normalmente consolidadas

En el presente Anexo se tratan brevemente las ideas que sobre el efecto de lavado por agua dulce de infiltración en las arcillas depositadas en agua de mar han sido expuestas por el Dr. L. Bjerrum en la Ref. 13. En ese lugar, estas ideas se aplican a un cierto tipo de arcillas noruegas, pero se incluyen en el anexo ya que los autores de este libro consideran que poseen una generalidad que las hace conceptualmente aplicables a otros muchos casos en que se tenga que trabajar con arcillas depositadas en aguas saladas o salobres.

Cuando una arcilla se sedimenta en agua salada y se consolida bajo su peso propio únicamente, sus propiedades ingenieriles dependen de un cierto número de factores que la pueden afectar en épocas subsecuentes de su vida geológica. Uno de los más importantes de esos factores es el efecto del lavado, causado por un flujo lento de agua dulce que tenga lugar a través de los sedimentos marinos. El flujo de agua dulce puede producirse, por ejemplo, por artesianismo proveniente de un estrato permeable bajo el depósito arcilloso o por la existencia de grietas y fisuras en una roca subyacente a la arcilla, en la que haya agua libre sujeta a carga hidráulica. El hecho importante es que el depósito de arcilla esté sujeto a un flujo de agua, que sería ascendente en los ejemplos citados arriba. El flujo lento de agua a través de la arcilla no produce, por sí mismo, ningún cambio en las características mecánicas del material,

Copyrighted material

pero si el agua que fluye es dulce, en tanto que la preexistente en los huecos de la arcilla es salada, ocurre una substitución gradual del agua salada por dulce; a este fenómeno se le denomina *lavado de la arcilla* y tiene un efecto importante en las características de la arcilla, transformando la arcilla normalmente consolidada ordinaria, en una arcilla de alta sensibilidad *(quick clay)*.

Los efectos del lavado sobre las propiedades ingenieriles de la arcilla original (sedimentada en algunas aguas saladas) son varios. Uno de ellos es la reducción de su límite líquido y su índice de plasticidad, a causa de la disminución de la concentración del complejo catiónico en la atmósfera de adsorción del cristal, que naturalmente es más exigua en el agua dulce, según se desprende de lo expuesto en el Anexo II-a; de esta manera, el lavado aunque no modifica substancialmente la distribución estructural del material sólido, ha dado lugar a la formación de una nueva arcilla. Esta arcilla, si se hubiera formado desde un principio en agua dulce sería, según lo manifiesta el propio Bjerrum, menos compresible que la formada en agua salada; este hecho, por otra parte, es lógico, pues la arcilla formada en agua dulce tendría sus cristales con menores atmósferas de adsorción y, por ende, exhibiría menor compresibilidad. La arcilla original tenía un contenido de agua del orden del límite líquido, lo cual es la característica común y distintiva de las arcillas normalmente consolidadas, como se ha supuesto que lo estaba; el lavado, al no modificar la estructura de la arcilla, dejó el contenido de agua prácticamente el mismo, pero la arcilla lavada tiene un menor límite líquido, por lo que la nueva arcilla ha quedado, por así decirlo, subconsolidada. Esto conduce a que la arcilla lavada adquiere consistencia semilíquida o líquida al ser remoldeada, por lo que su sensibilidad habrá aumentado grandemente respecto a la arcilla original, al grado que si ésta tenía valores de sensibilidad de 10, por ejemplo, la lavada tendrá valores que pueden llegar a las centenas. Esta característica notable es lo que distingue a este tipo de arcillas.

La resistencia en pruebas rápidas de la arcilla lavada suele ser del orden de la mitad de la de la arcilla marina original; ello puede explicarse al considerar que al someter a esfuerzos cortantes la arcilla lavada, la

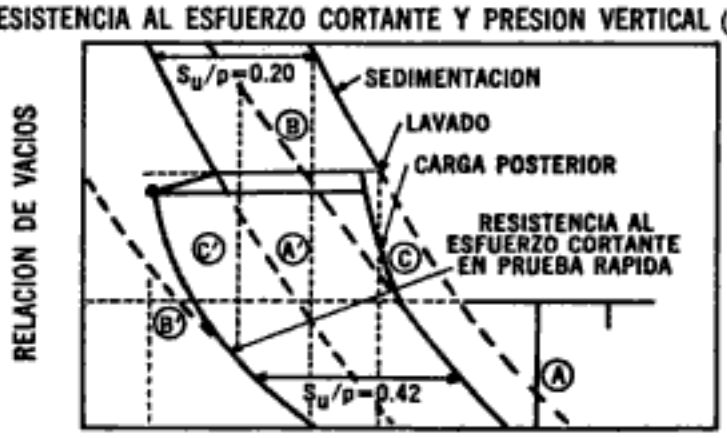


Figura XII-g.1. Efecto de lavado sobre la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas marinas.

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

En la gráfica cada una de las líneas representa lo que Bjerrum llama la *relación de vacíos de equilibrio,* para diferentes valores de la presión vertical efectiva a distintos tiempos de acción de la carga vertical. Así, la figura postula, una relación única entre e, $\bar{p}$ y el tiempo en que esta última haya actuado. También aparece en la misma gráfica una curva que representa la resistencia en prueba rápida, en función de la relación de vacíos, que combinada con las diferentes curvas de compresibilidad, proporciona la resistencia al esfuerzo cortante que corresponde a una presión vertical efectiva actuante durante un lapso determinado. Nótese que con esta combinación puede encontrarse el aumento de resistencia que se produce cuando la relación de vacíos disminuye por consolidación secundaria, lo cual ha sido verificado experimentalmente con suficiente grado de seguridad por diferentes investigadores (Taylor, Ladd, Osterman, Schmertmann, etc.). El mecanismo de la gráfica para apreciar tal aumento de resistencia es el siguiente; supóngase que la presión efectiva por peso, propia de la arcilla subyacente es p_o, a la que corresponde una relación de vacíos e_d cuando no ha transcurrido el tiempo en que pueda tener lugar la consolidación secundaria (fin de la etapa de depósito); la resistencia en prueba rápida en estas condiciones es s_d. Si, por otra parte, pasan 3,000 años bajo la presión efectiva señalada, por efecto de la consolidación secundaria, la relación de vacíos habrá disminuido al valor e_c, al cual corresponde una nueva resistencia, s_o. Este efecto de aumento de resistencia es comprensible si se piensa en que la arcilla llega por consolidación secundaria a una configuración más estable en su estructura, lo que conduce al desarrollo de menores presiones de poro en el instante de la falla.

Lógico también resulta el que al incrementarse la carga, la estructura presente mayor resistencia a disminuir de volumen si ha sufrido consolidación secundaria, que si no. El comportamiento de una arcilla que ha sufrido consolidación secundaria es el de un suelo preconsolidado. Esto es cierto hasta un valor crítico de la presión, p_c, más allá del cual el comportamiento de la arcilla vuelve a ser el correspondiente a la consolidación normal. El valor de la presión crítica puede tomarse en la práctica como el correspondiente a la de la relación de vacíos del suelo sobre la curva de compresibilidad en la condición de no existencia de consolidación secundaria; este valor se ilustra en la figura que se ha venido comentando. Como las curvas $e-\bar{p}$, en escala logarítmica la última, pueden considerarse paralelas para los diferentes tiempos, la relación $p_c/\bar{p}$ es aproximadamente igual en todo el espesor de un depósito de arcilla normalmente consolidada; es decir, la presión crítica es proporcional a la presión efectiva actuante. Por supuesto, el comportamiento de la arcilla preconsolidada, para el caso de pequeñas sobrecargas, se refiere sólo a la consolidación primaria de la arcilla bajo dichas sobrecargas. Al paso del tiempo se tendrá consolidación secundaria debido al incremento de carga y el efecto de preconsolidación tenderá a degenerar hasta una arcilla normalmente consolidada. Una estimación de la magnitud de esta consolidación secundaria puede obtenerse de las curvas de compresibilidad para los diferentes tiempos. En la figura aparece como ilustración, con línea discontinua, la curva

Copyrighted material

que podrá esperarse para diferentes incrementos de carga después de que cada uno de ellos ha actuado 30 años, adicionalmente a la presión que ha actuado 3,000 años. Si el incremento de carga actuara 3,000 años el efecto de preconsolidación dejaría de funcionar por completo. Lo anterior lleva a la conclusión práctica de que el efecto de preconsolidación por consolidación secundaria será relevante sólo en aquellos depósitos de arcilla cuya *edad* sea grande en comparación con la vida útil de la estructura que producirá el incremento de carga en el depósito arcilloso.

Bjerrum, tomando en cuenta las anteriores ideas propone el siguiente método para el cálculo de asentamiento en arcillas que presentan fuerte consolidación secundaria. En primer lugar, las pruebas de consolidación estándar proporcionarán el valor de la presión crítica p_c y el valor del índice de compresibilidad C_c. Supóngase ahora el incremento de carga Δp mayor que $p_c - p_o$. En este caso el cálculo de Δe debido al incremento Δp, si este incremento actuara por un tiempo igual al de la *edad* del depósito, se haría:

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \qquad (10\text{–}1)$$

Lo anterior equivale a usar la curva de compresibilidad de 3,000 años. Esto es lo que Bjerrum llama la *compresión total*. Por otra parte, la *compresión instantánea* o sea la que se tiene una vez que la consolidación primaria ha tenido lugar, puede estimarse calculando e con la ecuación:

$$\Delta e = C_c \frac{\log p_c + [\Delta p - (p_c - p_o)]}{p_c}$$

lo que equivale a despreciar la compresión debido a $p_c - p_o$ y usar sólo la parte Δp que excede este valor, utilizando la curva de *compresión instantánea* de la misma figura.

En el caso de que Δp sea menor que $p_c - p_o$, la *compresión total* podrá calcularse con la misma expresión (10–1) mientras que la *compresión instantánea* será despreciable.

Las ideas anteriores permiten así, una vez calculada Δe, estimar la magnitud del asentamiento debido a consolidación secundaria, siempre y cuando se cuente con el dato de la *edad* del depósito compresible.

De observaciones de hundimiento de edificios cimentados en arcillas noruegas, Bjerrum finalmente concluye que parece razonable que para evitar asentamientos excesivos durante la vida útil de los edificios, el incremento de carga Δp aplicado al estrato compresible no debe exceder $\frac{1}{2}(p_c - p_o)$.

ANEXO XII-i

Efecto del intercambio de cationes y de agentes cementantes en la compresibilidad y resistencia de las arcillas

En este Anexo se presentan las ideas que sobre el efecto del intercambio de cationes y de agentes cementantes en la compresibilidad y

Copyrighted material

Hidden page

Figura XII-i.1. Efecto del intercambio catiónico en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de arcillas normalmente consolidadas.

intersticial. Así, cualquier cambio que reduzca a aquél, aumenta la velocidad de desintegración de los minerales y viceversa.

En la Fig. XII-i.1 se ilustra la variación de la compresibilidad y de la resistencia de una arcilla normalmente consolidada, marina, en la que los cationes Na^+ han sido substituidos por iones de orden superior (en relación a la tabla 12-i.1).

Conforme el I_p y la resistencia de la arcilla crecen, se desarrolla una resistencia adicional a la deformación volumétrica bajo ulteriores incrementos de carga. La arcilla ha desarrollado una presión crítica p_c y si los incrementos adicionales de la carga no exceden este valor, la deformación volumétrica bajo ellos será muy pequeña. Por otra parte, si el incremento de carga excede de dicho valor, la arcilla se comprime según una nueva curva de compresibilidad e-log p, que corresponde al nuevo material, más plástico.

Otro factor que modifica la compresibilidad y la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas y que también discute Bjerrum en la Ref. 13, es el de la precipitación de agentes cementantes químicamente estables, cons-

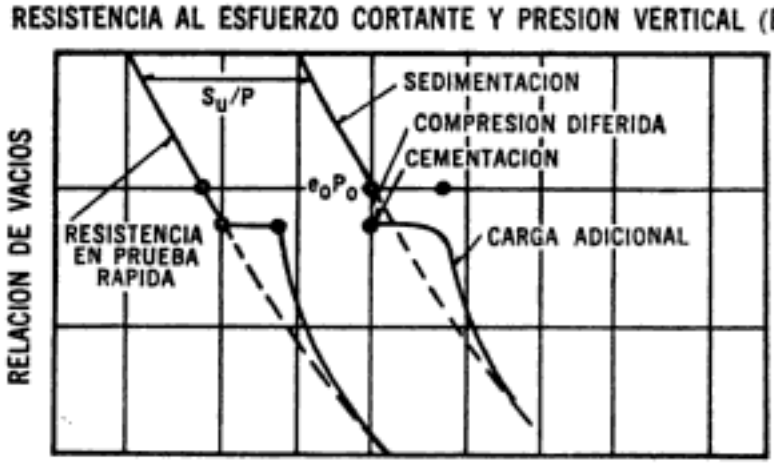


Figura XII-i.2. Efecto de la cementación en la compresibilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas.

Copyrighted material

Hidden page

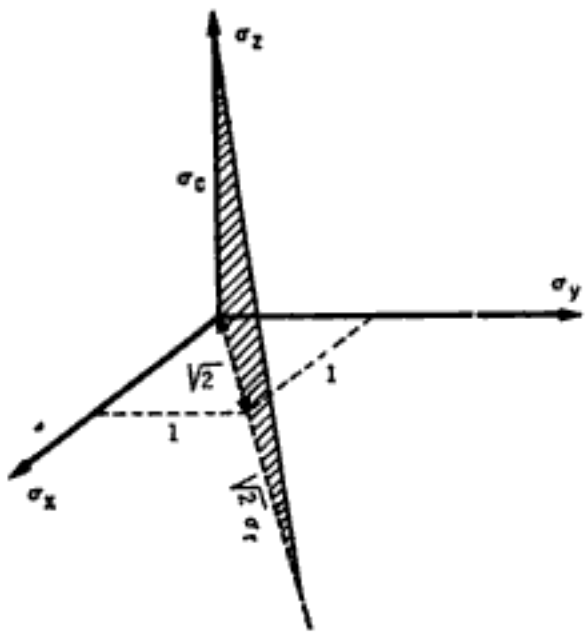


Figura XII-j.1. Plano de esfuerzos correspondiente a las pruebas triaxiales estándar.

En este plano de esfuerzos la línea que representa un estado de esfuerzos isotrópicos, es decir $\sigma_a = \sigma_r$, es la recta que partiendo del origen tiene una pendiente de $1/\sqrt{2}$ (eje isotrópico). Cuando una muestra de arcilla se consolida isotrópicamente en la primera etapa de una prueba triaxial, los puntos que representa este estado de esfuerzos se encontrarán sobre esta recta. Durante la segunda etapa de una prueba triaxial se tendrá que $\sigma_a \neq \sigma_r$ y los puntos que representan estos estados de esfuerzos quedarán ya fuera de la recta. Si se trazan los diferentes puntos que representan los esfuerzos efectivos durante la segunda etapa de la prueba, se obtendrá una curva que define la trayectoria de esfuerzos efectivos. Si $\sigma_a > \sigma_r$ la trayectoria se desarrollará hacia arriba del eje isotrópico. Si por el contrario $\sigma_a < \sigma_r$ la trayectoria de esfuerzos triaxiales se desarrollará hacia abajo de este eje. A las primeras pruebas triaxiales se les llama pruebas de compresión y a las segundas pruebas de extensión. Las pruebas de compresión más comunes son las realizadas aumentando el esfuerzo axial, manteniendo el esfuerzo lateral constante y las realizadas disminuyendo el esfuerzo lateral, manteniendo el esfuerzo axial constante. Las pruebas de extensión más comunes son las realizadas disminuyendo el esfuerzo axial, manteniendo el esfuerzo lateral constante y las realizadas aumentando el esfuerzo lateral, manteniendo el esfuerzo axial constante.

Una prueba triaxial en que se aumente el esfuerzo axial y se disminuya el esfuerzo lateral simultáneamente también será una prueba de compresión. En particular si el decremento de la presión lateral es igual en la mitad del incremento axial se tendrá una prueba en que el esfuerzo normal octaédrico permanece constante durante toda ella. Análogamente, si el esfuerzo axial se disminuye en magnitud doble de lo que se incrementa el esfuerzo lateral se tendrá una prueba de extensión en que el esfuerzo octaédrico permanece constante.

Copyrighted material

Hidden page

normalmente consolidada). Las presiones efectivas lateral y axial serán ahora $\bar{\sigma}_r = \sigma_c - u_1$ y $\bar{\sigma}_a = \sigma_c + p - u_1$. Los esfuerzos totales $\sigma_r = \sigma_c$ y $\sigma_a = \sigma_c + p$ están representados por el punto 1 de la Fig. XII-j.3. Los esfuerzos efectivos $\bar{\sigma}_r = \bar{\sigma}_a$ estarán representados por el punto 2 localizado precisamente sobre una paralela al eje isotrópico, ya que para obtener los esfuerzos efectivos se restó un esfuerzo isotrópico (la presión de poro u) de los esfuerzos totales.

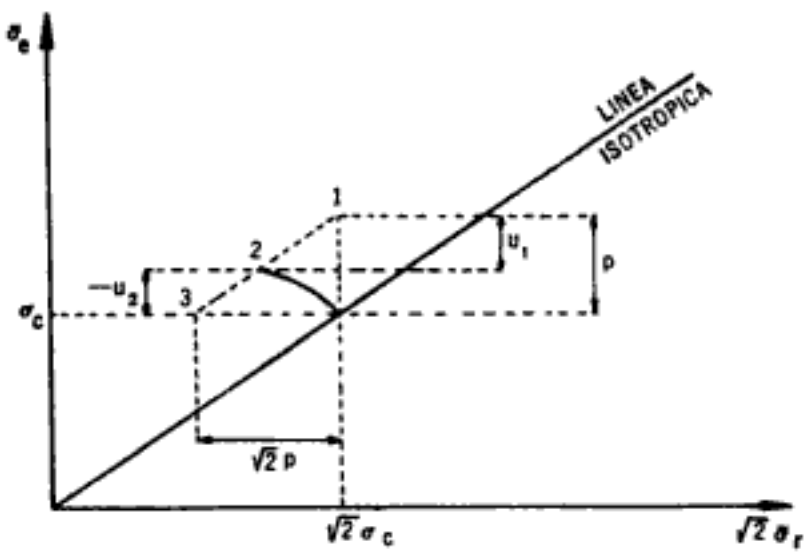


Figura XII-j.3. Justificación de la trayectoria única de esfuerzos efectivos en pruebas triaxiales no drenadas.

A la segunda muestra se le disminuye ahora el esfuerzo lateral, en una magnitud también igual a p. Los esfuerzos totales $\sigma_r = \sigma_c - p$ y $\sigma_a = \sigma_c$ están ahora representados por el punto 3.

La presión de poro resultante ahora será u_2. Sin embargo, u_2 está relacionado con u_1 y p como sigue: la segunda muestra puede considerarse como la superposición de la primera muestra más un estado isotrópico de esfuerzos de tensión de magnitud p, tal como se muestra en la Fig. XII-j.4. De esta figura es evidente que $u_2 = u_1 - p$. Por lo tanto los esfuerzos efectivos en la segunda muestra serán:

$$\bar{\sigma}_r = \sigma_c - p - u_2 = \sigma_c - p - (u_1 - p) = \sigma_c - u_1$$

$$\sigma_a = \sigma_a - u_2 = \sigma_c - (u_1 - p) = \sigma_c + p - u_1$$

Es decir, los esfuerzos efectivos en la segunda muestra serán idénticos a los de la primera y consecuentemente el punto que las represente en el plano de esfuerzos efectivos será el mismo. Este razonamiento puede extenderse para otras trayectorias de esfuerzos totales en pruebas de compresión.

Similarmente, las trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas no drenadas de extensión también son únicas en el sentido de que no dependen de la trayectoria de esfuerzos totales.

Copyrighted material

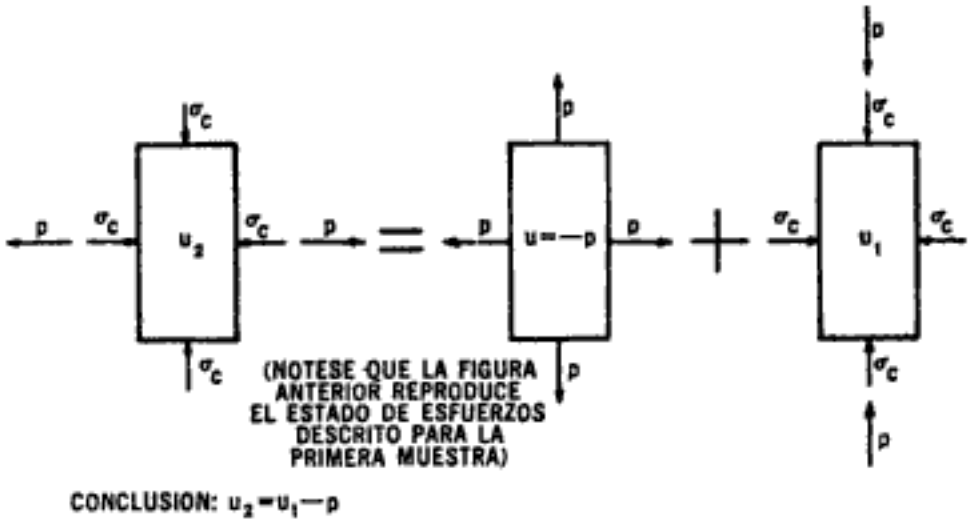


Figura XII-j.4. Relación entre u_1, u_2 y p, en dos pruebas triaxiales de compresión no drenadas.

Cuando se hace una prueba no drenada, el contenido de agua del espécimen permanece constante y, por lo tanto, cada trayectoria de esfuerzos efectivos obtenida en la prueba representa una curva de contenido de agua constante. A mayor presión hidrostática en la primera etapa de la prueba, bajo la cual se haya consolidado el espécimen, el contenido de agua con que se inicie la segunda etapa será menor, de manera que las diversas curvas con contenido de agua constante tendrán este valor tanto menor cuanto mayor sea la presión de consolidación en la primera etapa. En una prueba triaxial drenada, la trayectoria de esfuerzos efectivos es fija y depende del tipo de prueba que se realice, pero en cambio

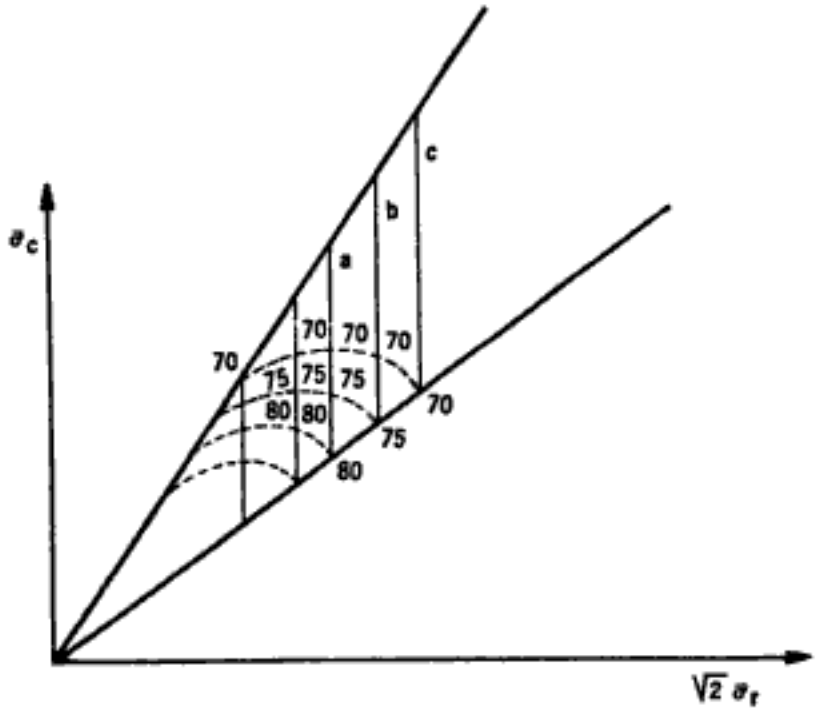


Figura XII-j.5. Trazo de los contornos de igual contenido de agua en pruebas triaxiales drenadas.

Copyrighted material

el volumen de la muestra va cambiando. Por ejemplo en la Fig. XII-j.5 se supone que se realizan pruebas drenadas de compresión aumentando el esfuerzo axial. En los tres casos se realizó una prueba de compresión drenada, con los contenidos de agua iniciales para la segunda etapa de 80, 75 y 70%; las trayectorias de esfuerzos efectivos *a*, *b* y *c*, son verticales hasta la falla.

A lo largo de la trayectoria *a*, por ejemplo, el volumen de la muestra irá disminuyendo y lo mismo el contenido de agua; este último valor podrá indicarse en cada punto de la trayectoria, si se han tomado durante la prueba los datos necesarios para ello. Si esto se hace frecuentemente en todas las trayectorias podrán trazarse con suficiente aproximación curvas que unan puntos de igual contenido de agua constante a partir de las pruebas drenadas.

En la Fig. XII-j.6 se presentan los contornos de contenido de agua constante obtenidos por D. J. Henkel para la arcilla de Weald (Inglaterra);[19] con línea llena aparecen los correspondientes a pruebas no drenadas y con línea punteada a las pruebas drenadas. Puede observarse que las trayectorias de esfuerzos efectivos en pruebas no drenadas ($w = cte$) se corresponden muy bien con las curvas de igual contenido de agua en pruebas drenadas, lo que indujo a Henkel a postular que entre esfuerzos efectivos y contenido de agua debía existir una relación única.

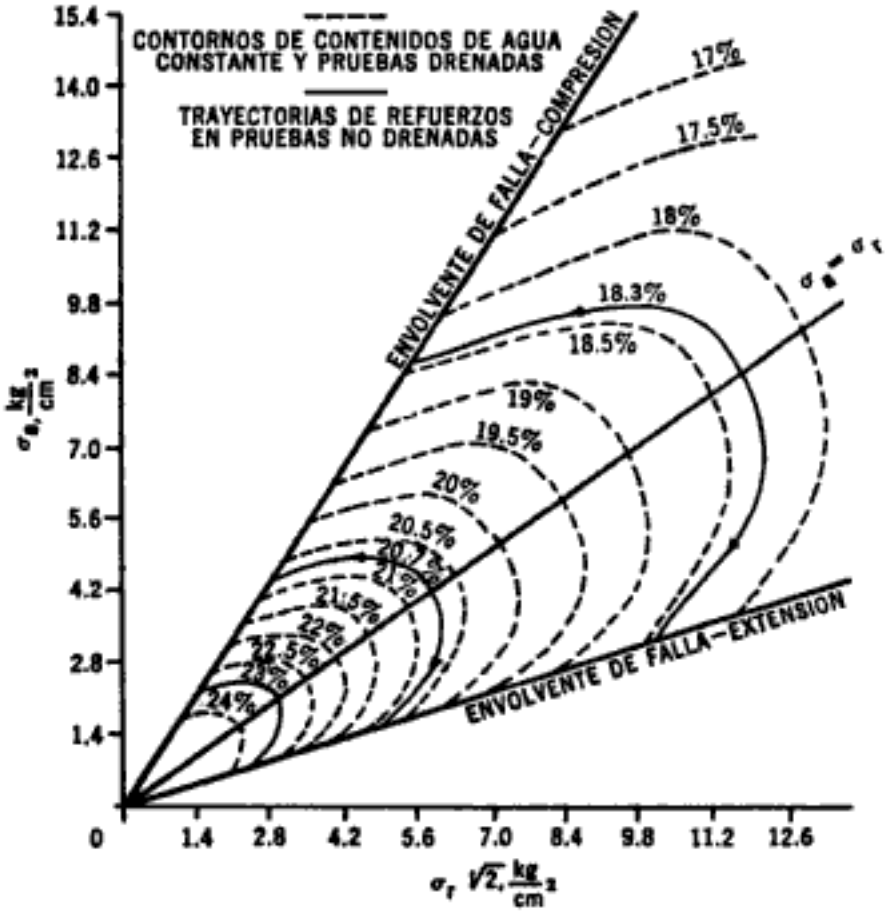


Figura XII-j.6. Contornos de contenido de agua constantes para la arcilla de Weald normalmente consolidada.

Copyrighted material

En la Fig. XII-j.7 se presentan los mismos contornos para la misma arcilla remoldeada de Weald, preconsolidada, con máxima presión de consolidación de 8.5 kg/cm² (120 lb/plg²). En este caso los contornos ya son diferentes, pues según el grado de preconsolidación crece, las muestras acusan inclusive aumento de volumen y, por lo tanto, de contenido de agua. Nuevamente Henkel hace notar la buena concordancia entre los contornos correspondientes a pruebas drenadas y no drenadas.

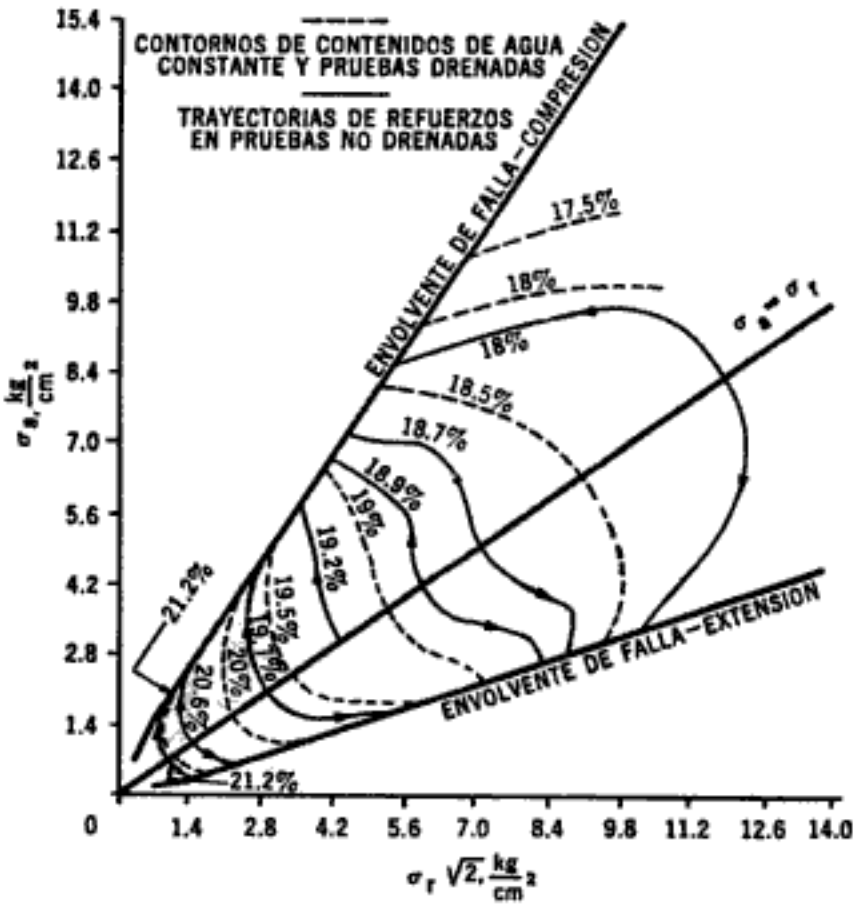


Figura XII-j.7. Contornos de contenido de agua constante para la arcilla de Weald preconsolidada. Presión máxima de consolidación: 8.5 kg/cm² (120 lb/plg²).

Cabe también mencionar que las envolventes de falla, tanto en arcillas normalmente consolidadas como en las preconsolidadas, resultaron comunes para las pruebas drenadas y no drenadas.

La utilización práctica de cierto interés en los resultados de la investigación mencionada estriba en que una vez establecidas las envolventes de falla y la relación entre esfuerzos efectivos y contenido de agua, sea con el uso de pruebas drenadas o no drenadas, pueden predecirse los resultados de cualquier prueba triaxial hecha a la misma arcilla, en lo relativo a cambios volumétricos y evolución de presión de poro. Así, por ejemplo, en una prueba drenada se trazará la trayectoria de esfuerzos efectivos que se siga en la prueba y sus intersecciones con los diferentes contornos de contenido de agua constante, irán indicando los cambios

Copyrighted material

volumétricos que tengan lugar y la intersección con la envolvente dará la resistencia y el cambio volumétrico en la falla.

Como comentario final puede decirse que la unicidad de la relación entre contenido de agua y esfuerzos efectivos ha sido aproximadamente comprobada por Henkel sólo para la arcilla de Weald, por lo que de ninguna manera debe verse como una propiedad general, por lo menos en opinión de los autores.

ANEXO XII-k

Problemas resueltos

1. El estado de esfuerzos plano de un cuerpo está definido por los siguientes esfuerzos:

$$\sigma_1 = 600 \text{ kg/cm}^2 \text{ de compresión.}$$
$$\sigma_3 = 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ de tensión.}$$

Determine, por el círculo de Mohr, los esfuerzos normal y tangencial en un plano inclinado 10° con respecto al plano en que actúa el esfuerzo principal menor. Verifique los resultados analíticamente. Use la convención aceptada en Mecánica de Suelos, según la cual los esfuerzos de compresión son positivos y los de tensión negativos.

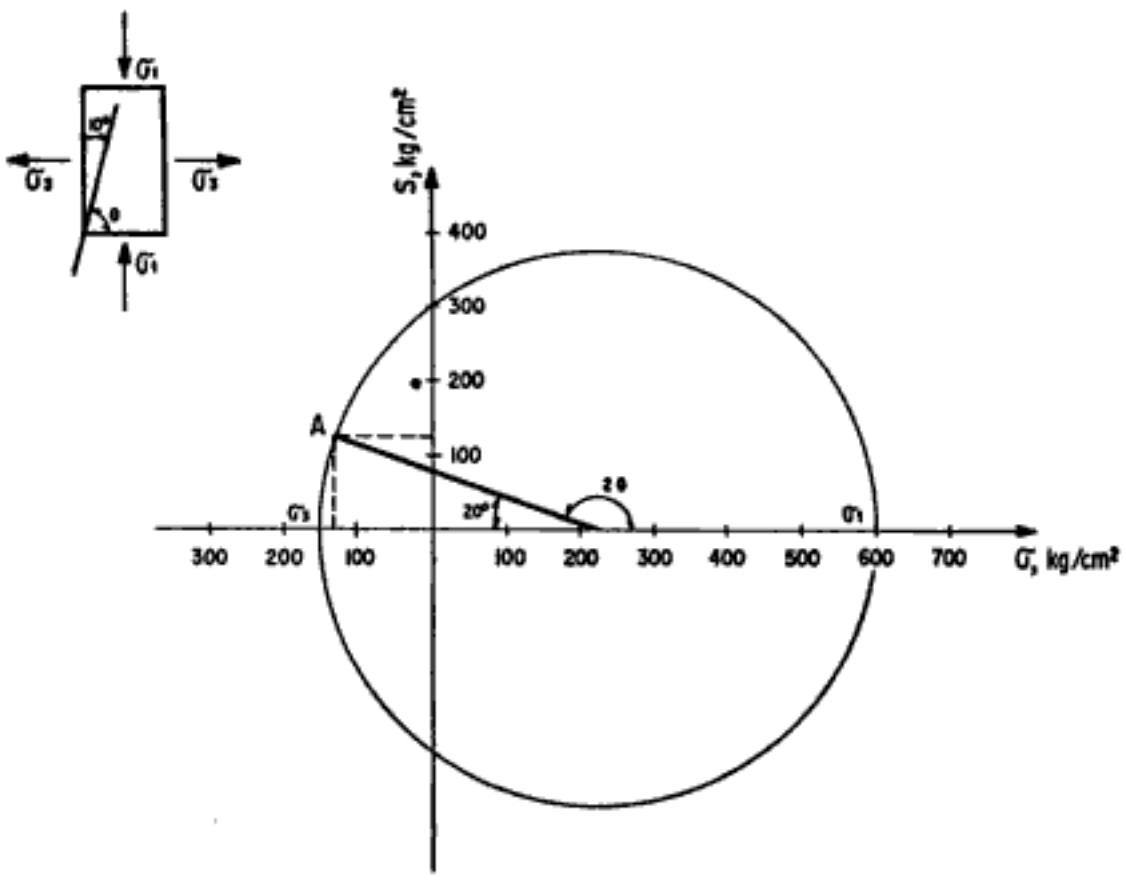


Figura XII-k.1. Esquema operativo.

Copyrighted material

Hidden page

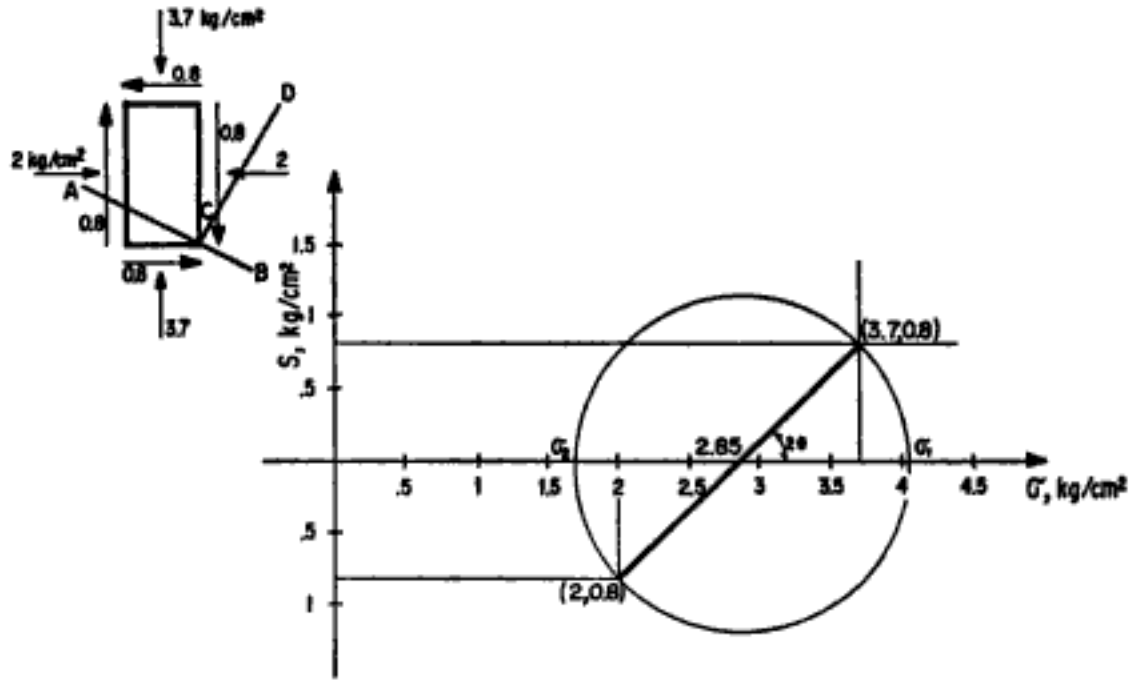


Figura XII-k.2. Esquema operativo.

círculo que define a σ_3 en este caso ha de cortar a cualquier envolvente; recta que pase por el origen.

De hecho todo estado de esfuerzos plano en arenas será de falla, pues no puede haber equilibrio en la arena con un esfuerzo principal nulo, por falta de confinamiento.

3. En una prueba triaxial lenta realizada en una muestra de arena, la presión de cámara es de 3.2 kg/cm² y el esfuerzo desviador en la falla es de 8.3 kg/cm². Suponiendo que la envolvente de falla de la arena es una recta que pasa por el origen, determine el ángulo ϕ de la arena.

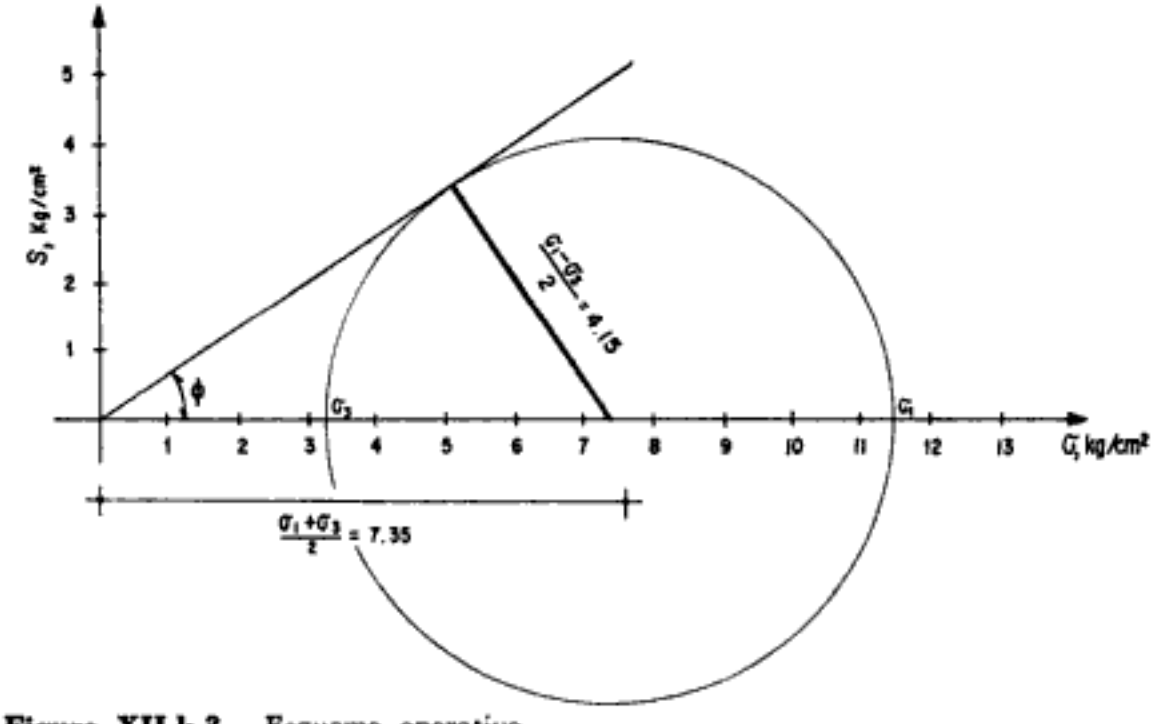


Figura XII-k.3. Esquema operativo.

Copyrighted material

Solución.

Con relación a la Fig. XII-k.3 se tiene.

Analíticamente:

$$\operatorname{sen}\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{8.3}{14.7} = 0.565$$

$$\therefore\ \phi = 34.4°$$

4. En una prueba de corte directo drenada hecha a una muestra de arena puramente friccionante, el esfuerzo normal sobre la muestra fue de 3 kg/cm² y el esfuerzo cortante horizontal en la falla fue de 2 kg/cm². Suponiendo una distribución uniforme de esfuerzos en la zona de falla y una envolvente de resistencia recta y pasando por el origen, determínese por medio del círculo de Mohr, la magnitud y dirección de los esfuerzos principales en la falla.

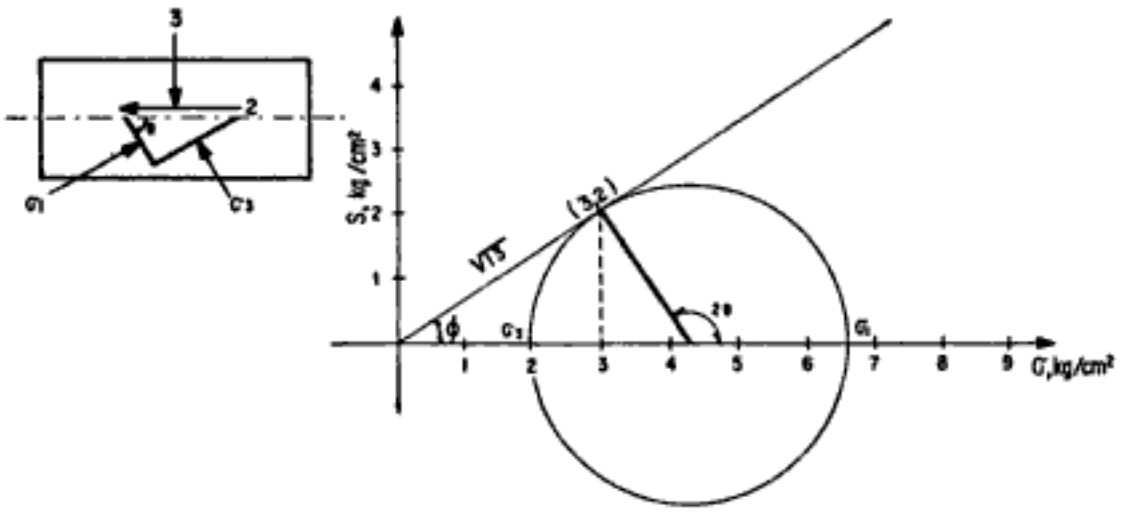


Figura XII-k.4. Esquema operativo.

Solución.

Con referencia a la Fig. XII-k.4:

$$\tan\phi = \frac{2}{3} \therefore\ \phi = 33.7°$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{13}\tan\phi = 3.6 \times \frac{2}{3} = 2.4$$

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sqrt{13}}{\cos\phi} = \frac{13}{3} = 4.3$$

$$\therefore\ \sigma_1 = 6.7\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 1.9\ \text{kg/cm}^2$$

Copyrighted material

Hidden page

Prueba Nº 1 $\sigma_3 = 2.00$ kg/cm² $\sigma_1 = 7.04$ kg/cm²
Prueba Nº 2 $\sigma_3 = 2.78$ kg/cm² $\sigma_1 = 9.79$ kg/cm²

En una prueba rápida consolidada con medición de la presión de poro se obtuvieron los resultados siguientes. La presión efectiva de consolidación fue de 3.30 kg/cm² y la prueba fue de compresión axial.

Esfuerzo desviador (kg/cm²)	Deformación (%)	Presión de poro (kg/cm²)
0	0	0
0.30	0.06	0.15
0.60	0.15	0.32
0.90	0.30	0.49
1.20	0.53	0.73
1.50	0.90	1.05
1.80	1.68	1.44
2.10	4.40	1.87
2.40	15.50	2.38

a) Calcule el ángulo de inclinación, ϕ, de la envolvente en pruebas lentas, para presiones superiores a la carga de preconsolidación.
b) Para la prueba rápida consolidada dibuje las curvas de esfuerzo desviador y presión de poro contra deformación y la de presión de poro contra esfuerzo desviador.
c) Suponiendo que esta prueba rápida consolidada es representativa para todas las pruebas de este tipo realizadas a presiones mayores que la carga de preconsolidación, indique: 1) ¿Cuál es la inclinación ϕ, de la envolvente en términos de esfuerzos totales? 2) ¿Cuál es la inclinación ϕ_f, de la envolvente en términos de esfuerzos efectivos (línea F de Casagrande).

Solución.

a) Con los datos proporcionados para las pruebas lentas puede construirse la Fig. XII-k.6.
En ella se ve: $\phi = 34°$
b) Con los datos de la tabla correspondiente a la prueba rápida-consolidada pueden construirse las Figs. XII-k.1 y XII-k.8, que proporcionan las curvas pedidas.
c) Esta parte del problema se refiere al contenido del Anexo XII-d. Ha de encontrarse el círculo de esfuerzos totales correspondiente al instante de la falla en la prueba R_c.

$\sigma_3 = 3.30$ kg/cm²
$\sigma_1 = 3.30 + 2.40 = 5.70$ kg/cm²

Copyrighted material

Hidden page

Con esos datos se dibuja el círculo discontinuo de la Fig. XII-k.6. En ella se ve que:

$$\phi' = 15°30'$$

El círculo en términos de esfuerzos efectivos, correspondiente al instante de la falla en la prueba R_c, se dibuja con los datos:

$\bar{\sigma}_3 = 3.30 - 2.38 = 0.92$ kg/cm²
$\bar{\sigma}_1 = 5.70 - 2.38 = 3.32$ kg/cm²

(Datos del enunciado. Ver tabla).

El ángulo de la línea F (Anexo XII-d) resulta:

$$\phi_F = 35°.$$

Problemas propuestos

1. Los resultados de una serie de pruebas triaxiales lentas realizadas en una arena puramente friccionante son como se indican en la siguiente tabla. La relación de vacíos de todas las muestras fue aproximadamente la misma al principio de cada prueba. Trace los círculos de resistencia y dibuje la envolvente para la serie de pruebas. Indique el valor de ϕ que deberá usarse al analizar problemas de estabilidad en los que el nivel de los esfuerzos normales esté entre:

1) 0 y 5 kg/cm²
2) 10 y 15 kg/cm²
3) 30 y 60 kg/cm²
4) 0 y 60 kg/cm²

TABLA

Prueba	Presión confinante kg/cm²	Esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$ kg/cm²
1	1.00	4.80
2	4.00	18.70
3	9.97	40.8
4	18.8	70.5
5	29.9	102.0
6	38.5	126.9

Respuesta:

$\phi_{0-5} = 45°$
$\phi_{10-15} = 42°$
$\phi_{30-60} = 39°$
$\phi_{0-60} = 40°$

Copyrighted material

2. Los resultados de dos pruebas triaxiales lentas a diferente presión confinante realizadas en una arena puramente friccionante de compacidad media son como se indica. La relación de vacíos de ambos especímenes fue aproximadamente la misma al principio de las pruebas. Trace en una misma hoja para cada prueba, las gráficas "esfuerzo desviador" —deformación axial y deformación volumétrica— deformación axial. Estime los módulos tangentes iniciales de deformación y la deformación en la falla para cada una de las pruebas.

Prueba Nº 1
σ_c = 1.0 kg/cm²

Def. axial (%)	Esfuerzo desviador (kg/cm²)	Def. vol. (%)
0	0	0
1.71	3.25	−0.10
3.22	4.14	+0.60
4.76	4.41	+1.66
6.51	4.39	+2.94
8.44	4.05	+4.10
10.4	3.70	+5.10
12.3	3.44	+5.77
14.3	3.33	+6.33
16.3	3.19	+6.70
18.3	3.18	+7.04
20.4	3.08	+7.34

Prueba Nº 2
σ_c = 30.1 kg/cm²

Def. axial (%)	Esfuerzo desviador (kg/cm²)	Def. vol. (%)
0	0	0
0.82	20.9	−0.68
2.50	42.9	−1.80
4.24	58.1	−2.71
6.00	69.5	−3.36
7.76	77.6	−3.88
9.56	83.5	−4.27
11.4	87.1	−4.53
13.2	89.8	−4.71
14.9	91.2	−4.84
16.8	91.4	−4.92
18.6	91.0	−4.96
20.5	90.9	−5.01

Respuesta:

Prueba Nº 1.

Módulo tangente inicial de deformación: 3 kg/cm². Deformación en la falla: 5%.

Prueba Nº 2.

Módulo tangente inicial de deformación: 30 kg/cm². Deformación en la falla: 15%.

3. Los resultados de pruebas de compresión simple en muestras de una arcilla en estados inalterado y remoldeado son como se indican. Determine tanto para el espécimen inalterado como para el remoldeado la resistencia a la compresión, el módulo tangente inicial de deformación y el módulo secante de deformación al 50% de la resistencia. Determine la sensibilidad de la arcilla. Indique usted la resistencia al esfuerzo cortante que deberá usarse en la solución de un problema práctico de estabilidad en esta arcilla en estado inalterado si no ocurre cambio en su contenido de agua durante la aplicación de la carga.

Copyrighted material

Estado inalterado		Estado remoldeado	
Def. axial (%)	Esf. desviador (kg/cm²)	Def. axial (%)	Esf. desviador (kg/cm²)
1	0.33	1	0.07
2	0.61	2	0.11
4	1.09	4	0.23
6	1.33	6	0.32
8	1.49	8	0.40
12	1.60	12	0.47
16	1.61	16	0.50
20	1.61	20	0.51

Respuesta:

Espécimen inalterado:

Resistencia a la compresión: 1.60 kg/cm².
Módulo tangente inicial de deformación: 0.35 kg/cm².
Módulo secante de deformación al 50% de la resistencia: 0.30 kg/cm².

Espécimen remoldeado:

Resistencia a la compresión: 0.50 kg/cm².
Módulo tangente inicial de deformación: 0.07 kg/cm².
Módulo secante de deformación al 50% de la resistencia: 0.05 kg/cm².

Sensibilidad de la arcilla: 3.2.

Resistencia al esfuerzo cortante pedida: 0.80 kg/cm².

4. Una muestra inalterada de arcilla tiene una carga de preconsolidación de 5 kg/cm².

Diga en cuál de las siguientes pruebas triaxiales esperaría tener mayor resistencia y explique la razón para ello.

a) Ua prueba lenta realizada con $\sigma_c = 0.1$ kg/cm².
b) Una prueba rápida-consolidada realizada con $\sigma_c = 0.1$ kg/cm².

Respuesta:

En la rápida-consolidada.
Para razonar vea la Fig. XII-22 y compare las líneas R_c y L, para una presión de cámara de $\frac{1}{50}$ de la carga de preconsolidación.

5. En un suelo fino no saturado se tuvieron los siguientes resultados en un conjunto de tres pruebas triaxiales rápidas.

Copyrighted material

Hidden page

Respuesta:

$$u = 3.37 \text{ kg/cm}^2$$
$$\phi' = 12°$$

10. Se han hecho tres pruebas triaxiales drenadas con un cierto suelo predominantemente friccionante, obteniéndose los siguientes resultados:

Prueba	σ_3 (tn/m²)	σ_1 (tn/m²)
1	2	8.2
2	4	16.0
3	6	24.4

Dibuje el diagrama de Mohr de las tres pruebas y calcule en él el valor del ángulo ϕ del suelo. Calcule en cada uno de los tres casos el esfuerzo cortante actuante en el plano de falla, en el instante de la falla.

Respuesta:

$$\phi = 37° \ 20'$$
$$\tau_1 = 2.4 \text{ tn/m}^2$$
$$\tau_2 = 4.8 \text{ tn/m}^2$$
$$\tau_3 = 7.2 \text{ tn/m}^2$$

Referencias

1. Coulomb, C. A.—*Essai sur une application des régles des maximis et minimis á quelques problémes de statique relatifs á l'architecture*—Memoires de la Academie Royale—Vol. VII—Paris—1776.
2. Baker, B.—*The actual lateral pressure of earthwork*—Minutes of Proceedings—Inst. C. E.—Vol. LXV—1881.
3. Terzaghi, K.—*Erdbaumechanik*—Viena—1925.
4. Casagrande, A.—Discusión a un artículo de L. Jürgenson titulado *The application of the Theory of Elasticity and Theory of Plasticity to Foundation Problems*—Journal, Boston Soc. of Civ. Eng.—Vol. 21—1934.
5. Hvorslev, J.—*Conditions for Failure of Remolded Cohesive Soils*—Proc. 1st Int. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering—Cambridge, Mass. —Vol. III—1936.
6. Casagrande, A.—*Characteristics of Cohesionless Soils Afecting the Stability of Slopes and Earth Fills*—Contribution to Soil Mechanics of the Boston Soc. of Civ. Eng.—1940.
7. Waterways Experimental Station—*Soil Mechanics Fact Fluiding Survey*—Progress report—Triaxial Shear Research—Viksburg, Miss., E.U.A.
8. Chen, L. S.—*Stress Reformations and Strength Characteristics of Cohesionless Soils*—Tesis Doctoral—Universidad de Harvard—1944.
9. Casagrande, A. y Wilson, S. D.—*Prestress Induced in Consolidated—Quick Triaxial Tests*—Harvard Soil Mechanics Series Nº 42—1953.
10. Casagrande, A. y Hirschfeld, R. C.—*First Progress Report on Investigation of Stress Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays*—Harvard Soil Mechanics Series Nº 61—1960.

Copyrighted material

11. Skempton, A. W.—*The pore-pressure Coefficients* A *and* B—Geotechnique—Vol. IV—1954.
12. Henkel, D. J.—*The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays*—Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils—A.S.C.E.—Colorado—1960.
13. Bjerrum, L.—*Engineering Geology of Norwegian Normally—Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings*—7ª Conferencia Rankine.—Geotechnique.—Vol. XVII.—Nº 2.—1967.
14. Henkel, D. J. y Wade, N. H.—*Plane Strain Test on a Saturated Remoulded Clay.*—Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division.—A.S.C.E.—Vol. 92.—SM-6.—1966.
15. Juárez Badillo, E.—*Pore Pression Functions in Saturated Soils*—NRC and ASTM. Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils—Ottawa.—1963.
16. Hvorslev, M. J.—*Physical Components of the Shear Strength of Cohesive Soils.*—A.S.C.E. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils—Boulder, Colorado—1960.
17. Juárez Badillo, E.—*Compressibility of Soils.—Behaviour of Soil under Stress Symposium.*—Indian Institute of Science.—Bangalore, India.—1965.
18. Rendulic, L.—*Ein Grundgesetz der tonmechanik und sein experimentaller beseis.*—Bauingenieur.—1937.
19. Henkel, D. J.—*The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays*—Research Conference of Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder, Colorado.—1960.
20. Skempton, A. W.—*Long-Term Stability of Clay Slopes.*—IV Rankine Lecture. Geotechnique.—Vol. XIV.—1964.

Bibliografía

Theoretical Soil Mechanics—K. Terzaghi—John Wiley and Sons, Inc.—1956.
La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica—K. Terzaghi y R. B. Peck—(Trad. O. Moretto)—El Ateneo Ed.—1955.
Fundamentals of Soils Mechanics—D. W. Taylor—John Wiley and Sons, Inc.—1956.
Soils Mechanics, Foundations and Earth Structures—G. Tschebotarioff—McGraw-Hill Book Co.—1951.
Mecánica del Suelo—J. A. Jiménez Salas—E. Dossat—1954.
Traité de Mecanique des Sols—A. Caquot y J. Kerisel—Gauthier—Villars Ed.—1956.
Mecanique des Sols et Fondations—J. Verdeyen—Ed. Eyrelles—1952.
Soils Mechanics for Road Engineers—Road Research Laboratory D.S.I.R.—Her Majesty's Stationery Office—Londres—1959.
Direct Measurement of Shear Stress in Soil Mass—R. G. Ahlvin—Proc. Highway Research Board—1954.
Undrained Triaxial Tests on Saturated Sand and their Significance in the General Theory of Shear Strength—A. W. Bishop y A. K. Gamal—Proc. 3th Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering—Vol. I—1953.
Fundamental Considerations on the Shear Strength of Soils—L. Bjerrum—Geotechnique—Vol. II.—209—1951.
The Shearing Resistance of Soil—A. Casagrande—Proc. Soils Found. Conference U.S. Eng. Department—Boston—1939.
Triaxial Shear Research—A. Casagrande—Waterways Experiment Station—Vicksburg—1947.
The Effect of Overconsolidation on the Behavior of Clays during Shear—D. J. Henkel—Geotechnique—Vol. VI, Nº 4—1956.
Mecánica de Suelos (Instructivo para Ensaye de Suelos)—Sría. de Recursos Hidráulicos—México—1954.
Laboratory Testing in Soil Engineering.—T. N. W. Akroyd—G. T. Foulis and Co.—1957.
Soil Testing for Engineers.—T. W. Lambe—John Wiley and Sons, Inc.—1958.

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

presión vertical o aumentando la presión lateral o variando ambos esfuerzos a la vez en las direcciones indicadas.

Pero, sin duda alguna, la más simple de las pruebas triaxiales es cuando se mantienen los tres esfuerzos principales iguales, en cuyo caso se tiene un estado de esfuerzos isotrópico. Y aumentando o disminuyendo este esfuerzo isotrópico se tiene la prueba triaxial más pura o más simple que puede realizarse a un suelo. Estudiando este tipo de pruebas, en que no se aplican al suelo esfuerzos cortantes, es posible sentar las bases para una nueva interpretación de la compresibilidad de los suelos.

Para ello, es conveniente recordar la ecuación que rige el comportamiento de un gas perfecto a temperatura constante. En efecto, si V es el volumen de un gas, sometido a una presión isotrópica σ, se tiene que para el gas perfecto, al variar σ ó V:

$$V\sigma = \text{cte. (ley de Boyle)} \tag{13–1}$$

Derivando la ecuación (13–1) se obtiene:

$$dV \cdot \sigma + V \cdot d\sigma = 0$$

de donde:

$$\frac{dV}{V} = -\frac{d\sigma}{\sigma} \tag{13–2}$$

La ecuación (13–2) indica que la deformación volumétrica instantánea $\frac{dV}{V}$, cuando la presión σ varía en un $d\sigma$, es proporcional a la cantidad $\frac{d\sigma}{\sigma}$, con un coeficiente de proporcionalidad igual a la unidad. El signo menos $(-)$ en la expresión (13–2) resulta por la convención, ampliamente usada, de considerar a los esfuerzos de compresión como positivos.

La expresión (13–2) tiene la importante virtud de que está ligando dos cantidades adimensionales, con lo cual el coeficiente de proporcionalidad, igual a 1, resulta adimensional.

Como se discute en la Ref. 1, otra virtud fundamental de la expresión (13–2) y por ende, de su integral, la ecuación (13–1), es la de que no se liga a ninguna situación "inicial". Es decir, no puede hablarse de un "volumen inicial sin deformación", por ejemplo a presión $\sigma = 0$ u otro valor finito. Si se llama σ_o y V_o a un cierto estado arbitrario del gas, el nuevo volumen V a una presión σ estará dado por la expresión, obtenida de (13–1),

$$\frac{V}{V_o} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_o}\right)^{-1} \tag{13–3}$$

pudiendo así conocer V a partir del nuevo valor de σ y usando el estado conocido V_o, σ_o arbitrario y que puede bautizársele como estado inicial.

Los anteriores conceptos son aplicables a los suelos como en seguida se expone.

Copyrighted material

XIII-2. Comportamiento de las arcillas bajo un estado de compresión isotrópica

Considérese una muestra de arcilla remoldeada (ello para dejar a un lado, por lo pronto, cualquier característica de anisotropía) y considérese esta muestra en la rama virgen de compresibilidad. Si la muestra se somete a presiones isotrópicas crecientes en la cámara triaxial y V representa su volumen para una presión σ, puede postularse una ley de compresibilidad semejante a la ecuación (13–2), pero matizada por un coeficiente de proporcionalidad $0 < \gamma < 1$ (Ref. 2)

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \tag{13–4}$$

en donde γ sería el "coeficiente de compresibilidad" de la arcilla. Por comparación de la expresión (13–4) con la expresión (13–2) parece evidente afirmar que γ será siempre menor a la unidad, representando entonces γ el valor de la compresibilidad de una arcilla con respecto a la de un gas perfecto. El valor $\gamma = 0$ representaría el límite de incompresibilidad.

Integrando la ecuación (13–4) se obtiene:

$$[\ln V]_{V_o}^{V} = -[\gamma \ln \sigma]_{\sigma_o}^{\sigma}$$

$$\therefore \quad \ln \frac{V}{V_o} = -\gamma \ln \frac{\sigma}{\sigma_o} \tag{13–5}$$

de donde:

$$\frac{V}{V_o} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_o}\right)^{-\gamma} \tag{13–6}$$

Compárese esta ecuación con la (13–3) correspondiente a un gas perfecto en que $\gamma = 1$.

Como en Mecánica de Suelos es común expresar los cambios volumétricos en función de la relación de vacíos, y como

$$\frac{V}{V_o} = \frac{1+e}{1+e_o} \tag{13–7}$$

entonces la expresión (13–6) puede escribirse

$$\frac{1+e}{1+e_o} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_o}\right)^{-\gamma} \tag{13–8}$$

El coeficiente de compresibilidad γ puede obtenerse de la expresión (13–5) como

Copyrighted material

$$\gamma = -\frac{\ln \dfrac{V}{V_o}}{\ln \dfrac{\sigma}{\sigma_o}} \qquad (13\text{–}9)$$

donde σ_o, V_o y σ, V corresponden a dos puntos de la curva de compresión virgen obtenida de una prueba de laboratorio.

Si ahora se disminuye la presión isotrópica, después de haber alcanzado la presión máxima σ_p, la arcilla se expande según la curva de expansión, como se muestra en la Fig. XIII-1.

La ley de expansión puede obtenerse según el siguiente razonamiento: al disminuir la presión isotrópica el suelo no libera toda la energía de deformación obtenida por el incremento de presión en el proceso de carga, sino que sólo una fracción es utilizada en expansión y el resto la conserva

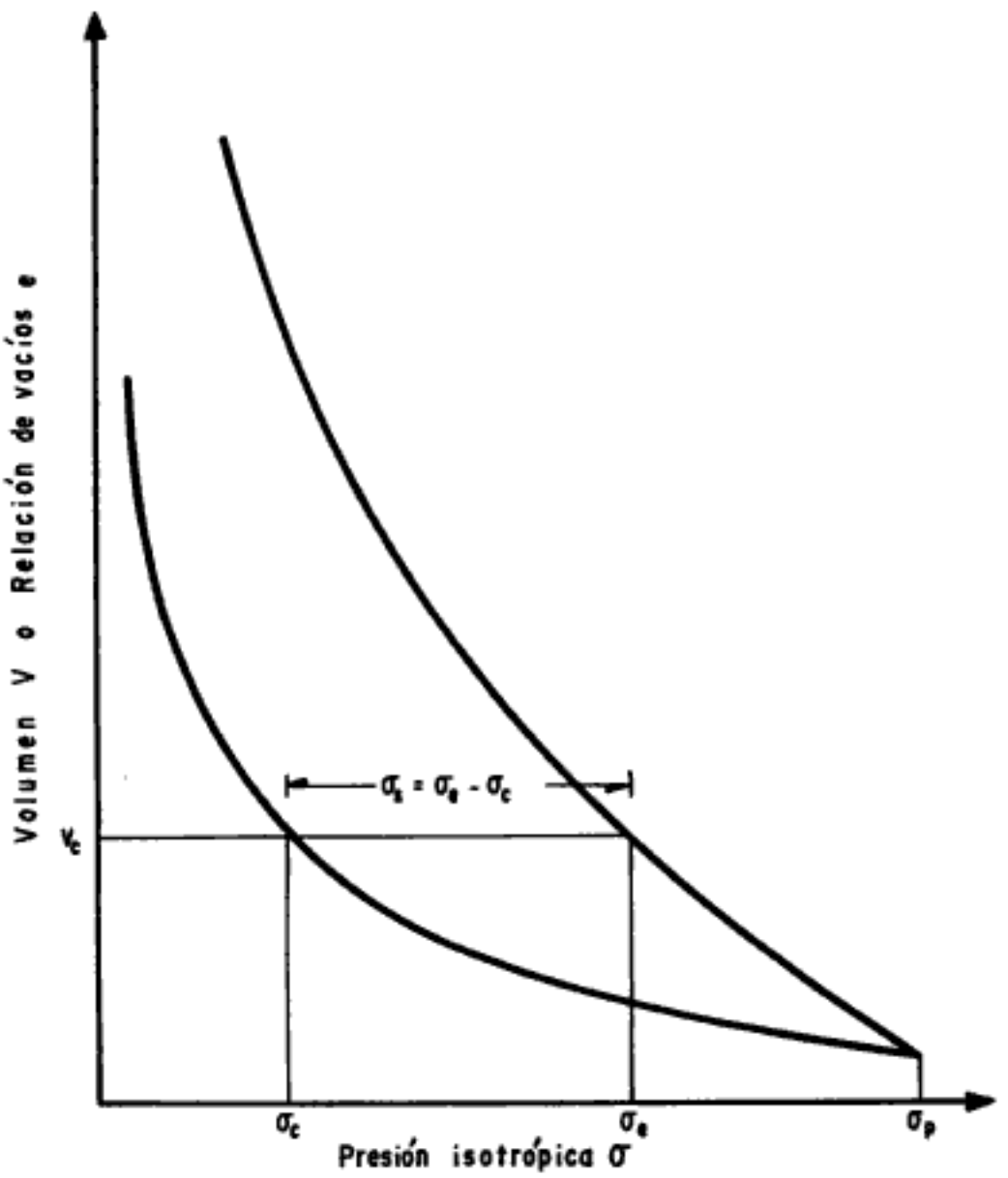


Figura XIII-1. Esfuerzos de consolidación σ_c, de preconsolidación σ_p, de consolidación equivalente σ_e y almacenado σ_s.

Copyrighted material

o almacena la estructura de la arcilla. Así, según la ecuación (13 − 4), si en el proceso de carga la cantidad $\frac{dV}{V}$ está gobernada por $\frac{d\sigma}{\sigma}$, en el proceso de descarga, la cantidad $\frac{dV}{V}$ está gobernada por una fracción $\rho < 1$ de $\frac{d\sigma}{\sigma}$, es decir

$$\frac{dV}{V} = -\gamma\left(\rho\frac{d\sigma}{\sigma}\right) = -\gamma\rho\frac{d\sigma}{\sigma} \tag{13–10}$$

que puede escribirse como

$$\frac{dV}{V} = -\gamma_p\frac{d\sigma}{\sigma} \tag{13–11}$$

con

$$\gamma_p = \gamma\rho \tag{13–12}$$

La ecuación (13–11) es de la misma forma que la ecuación (13–4), por lo que su integral puede escribirse en forma similar a las ecuaciones (13–6) y (13–8) y el valor del "coeficiente de expansibilidad" γ_p puede obtenerse de una ecuación similar a la (13–9), substituyendo únicamente en ella el coeficiente γ por γ_p.

Al coeficiente ρ definido por la ecuación (13–12) se le denomina "relación expansibilidad-compresibilidad".

Aunque la interpretación de la expansibilidad por medio del coeficiente γ_p es sencilla, es conveniente no perder la idea original consistente en que, en realidad, la expansibilidad ocurre con el mismo coeficiente de compresibilidad γ, pero sólo parte de $\frac{d\sigma}{\sigma}$, como está expresado en la ecuación (13–10), es usado por el suelo para expanderse y otra parte es almacenada. Es decir, puede pensarse que el suelo se expande según la misma curva de compresibilidad y que cuando el suelo tiene un volumen V_c a una presión isotrópica σ_c en la curva de expansión, en realidad la presión que "soporta" la estructura de la arcilla no es σ_c sino la presión equivalente σ_e en la curva virgen de compresibilidad, en tal forma que la estructura de la arcilla tiene una presión almacenada σ_s igual a (Fig. XIII-1)

$$\sigma_s = \sigma_e - \sigma_c \tag{13–13}$$

Así, entonces, puede escribirse, para la curva de expansión

$$\frac{dV}{V} = -\gamma\frac{d\sigma_e}{\sigma_e} \tag{13–14}$$

en donde σ_e es, como se indicó, la presión equivalente en la rama virgen de compresibilidad. Comparando la expresión (13–14) con la expresión

Copyrighted material

(13–10) se obtiene la siguiente expresión que liga las presiones equivalentes con las presiones de consolidación $\sigma_c = \sigma$

$$\frac{d\sigma_e}{\sigma_e} = \rho \frac{d\sigma}{\sigma} \tag{13–15}$$

Integrando esta ecuación se obtiene

$$\left[\ln \sigma_e\right]_{\sigma_{eo}}^{\sigma_e} = \rho \left[\ln \sigma\right]_{\sigma_o}^{\sigma}$$

$$\therefore \frac{\sigma_e}{\sigma_{eo}} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_o}\right)^{\rho} \tag{13-16}$$

Como las dos curvas se interceptan en la carga de preconsolidación σ_p, entonces si se toma dicho punto como el inicial

$$\sigma_{eo} = \sigma_o = \sigma_p$$

se puede escribir

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_p} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_p}\right)^{\rho} \tag{13–17}$$

La relación $\frac{\sigma_p}{\sigma_c}$ es el llamado grado de preconsolidación y a la relación $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$ se le denomina factor de preconsolidación. Este último está ligado a aquél como sigue. De la expresión (13–17) y recordando que se está usando indistintamente σ ó σ_c para la presión de consolidación, se tiene

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_p}\frac{\sigma_p}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_p}\right)^{\rho} \cdot \frac{\sigma_p}{\sigma_c}$$

de donde

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_c}\right)^{1-\rho} \tag{13–18}$$

Para el caso de una arcilla idealmente "elástica", $\rho = 1$, la curva de expansibilidad y compresibilidad coincidirían y de la ecuación (13–18) se tendría que el factor de preconsolidación sería siempre $\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = 1$; las presiones almacenadas, ecuación (13–13), serían siempre nulas. Por el contrario, para el caso de una arcilla idealmente "plastica" $\rho = 0$, la curva de expansibilidad sería horizontal y de la ecuación (13–18) se tendría que el factor de preconsolidación será igual al grado de preconsolidación $\frac{\sigma_e}{\sigma_c} = \frac{\sigma_p}{\sigma_c}$; las presiones almacenadas, ecuación (13–13), serán las máximas posibles $\sigma_s = \sigma_p - \sigma_c$, iguales al decremento total de la presión isotrópica.

Copyrighted material

Si $\rho = 1$, el comportamiento mecánico de una arcilla preconsolidada sería el mismo que el de la misma arcilla en estado normalmente consolidado, mientras que cuando $\rho = 0$ el comportamiento será lo más distinto posible. Esto hace ver que en una arcilla preconsolidada, el comportamiento mecánico está regido por el factor de preconsolidación $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$ y no por el grado de preconsolidación $\frac{\sigma_\rho}{\sigma_c}$.

XIII-3. Pruebas no drenadas en arcillas normalmente consolidadas. Presiones de poro y resistencias

En la sección anterior se consideró el comportamiento mecánico de las arcillas bajo un estado de compresión isotrópica. Unicamente se tenían cambios de volumen, pero no cambios de forma. Las distancias entre las partículas disminuían ó aumentaban, pero no cambiaba la posición relativa entre ellas. No había deformaciones tangenciales ó de cortante.

Cuando el estado de esfuerzos ya no es isotrópico existen esfuerzos cortantes, hay deformaciones al cortante y existe cambio de forma. Este cambio de forma en la estructura de la arcilla la afecta degradándola y produciendo en arcillas normalmente consolidadas presiones adicionales de poro en pruebas no drenadas y disminuciones adicionales de volumen en pruebas drenadas. Estos cambios son adicionales a los producidos por la "componente isotrópica" del estado de esfuerzos.

En efecto, como se ha expuesto en capítulos anteriores, la componente isotrópica de un estado de esfuerzos principales σ_1, σ_2 y σ_3 es

$$\sigma_i = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \tag{13–19}$$

en tal forma que todo estado de esfuerzos puede descomponerse en dos componentes, la componente isotrópica dada por la expresión (13–19) y la componente desviadora dada por las expresiones

$$\begin{aligned} s_1 &= \sigma_1 - \sigma_i \\ s_2 &= \sigma_2 - \sigma_i \\ s_3 &= \sigma_3 - \sigma_i \end{aligned} \tag{13–20}$$

y, como es de esperarse, resulta que la componente isotrópica de la componente derivadora, es nula, es decir, de (13–20)

$$\frac{s_1 + s_2 + s_3}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} - \sigma_i = 0 \tag{13–21}$$

por la ecuación (13-19).

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

$$\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = -\frac{2}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{13-31}$$

y para el caso de la prueba de extensión realizada aumentando el esfuerzo lateral

$$\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = \frac{2}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{13-32}$$

En el caso de la prueba de compresión en que la presión lateral se disminuya la mitad de lo que se aumenta la presión vertical se tiene que:

$$\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = 0 \tag{13-33}$$

lo cual también ocurre en el caso de la prueba de extensión en la que la presión lateral se incremente la mitad de lo que se disminuya la presión vertical. En estos casos la presión de poro se deberá únicamente al cambio de forma de la muestra, por ser nulo el incremento en presión isotrópica.

Es conveniente, en la práctica, expresar las ecuaciones de presión de poro en forma adimensional. Así, la ecuación (13-26) puede escribirse

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = \frac{1}{3}\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{\sigma_{co}} + \alpha\left[\frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f}\right]^\beta \tag{13-34}$$

Para el caso de pruebas de compresión y extensión con aumento y disminución de la presión axial respectivamente, las expresiones serían, usando las ecuaciones (13-29) y (13-30)

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = \frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} + \alpha\left[\frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f}\right]^\beta \tag{13-35}$$

y

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = -\frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} + \alpha\left[\frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f}\right]^\beta \tag{13-36}$$

La prueba de compresión aumentando la presión axial y la prueba de extensión disminuyendo la misma presión axial son las pruebas más comunes en la práctica. Las ecuaciones (13-35) y (13-36) dan las presiones de porc resultantes de efectuar dichas pruebas en condiciones no drenadas después de que la muestra se ha consolidado a la presión de cámara σ_{co}.

Copyrighted material

En el instante de la falla las ecuaciones (13–35) y (13–36) se reducen a:

$$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{1}{3}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f + \alpha \qquad (13\text{-}37)$$

y

$$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right)_f = -\frac{1}{3}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f + \alpha \qquad (13\text{-}38)$$

En la práctica se ha encontrado que el valor del coeficiente α_c en pruebas de compresión es ligeramente mayor que el coeficiente α_e en pruebas de extensión (Ref. 3). Sin embargo, por simplicidad, pueden considerarse iguales sin introducir error importante en las ecuaciones resultantes. Consecuentemente se supondrá que:

$$\alpha_e = \alpha_c = \alpha \qquad (13\text{–}39)$$

en donde los sub-índices e y c representan las pruebas de extensión y de compresión respectivamente. Lo que sí debe distinguirse son los valores distintos de las resistencias en dichos tipos de prueba.

B. Resistencias

Los valores de las resistencias pueden obtenerse recordando que las arcillas, al igual que las arenas, son materiales básicamente friccionantes, por lo que dichas resistencias pueden obtenerse analizando los planos críticos de falla. Por las razones que se discuten en la Ref. 5 la inclinación de las superficies críticas de falla en pruebas no drenadas es 45°, tanto para arcillas normalmente consolidadas como para arcillas preconsolidadas.

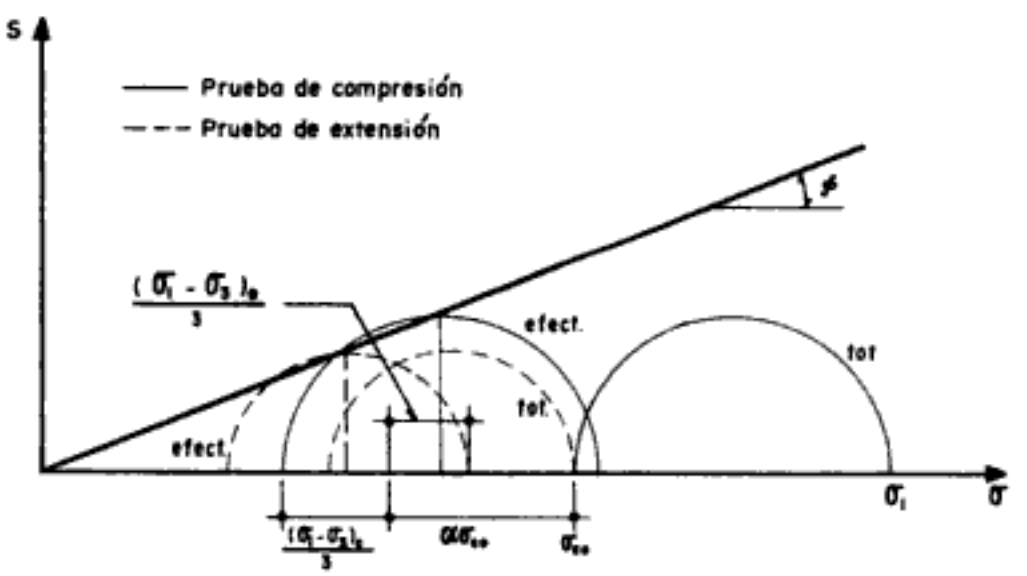


Figura XIII-2. Círculos de Mohr en la falla para las pruebas triaxiales variando el esfuerzo vertical.

Copyrighted material

Por lo tanto si ϕ es el ángulo de fricción interna de la arcilla se debe tener que

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f = \left(\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2}\right)_f \tan \phi \qquad (13\text{-}40)$$

En la Fig. XII-2 se muestran los círculos de Mohr para el instante de falla en el caso de la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial y en el caso de la prueba de extensión disminuyendo el esfuerzo axial. Se muestran tanto los círculos en términos de los esfuerzos totales como los círculos en términos de los esfuerzos efectivos. Los círculos en términos de los esfuerzos efectivos son tales que los puntos de ordenada máxima en ellos (planos de falla inclinados a 45° con la horizontal) están sobre la línea de resistencia que pasa por el origen con inclinación ϕ. En ellos se observa la presión de consolidación de partida σ_{co} y se ha acotado la presión de poro $\alpha\sigma_{co}$ debida a la perturbación de la estructura de la arcilla que se ha supuesto igual tanto para la prueba de compresión como para la prueba de extensión. Para el caso de la prueba de compresión se tiene además la presión de poro $\frac{(\sigma_1-\sigma_3)_c}{3}$ por lo que, como puede observarse en la figura, el círculo en términos de esfuerzos efectivos está desplazado hacia la izquierda del círculo en términos de esfuerzos totales la magnitud $\alpha\sigma_{co} + \frac{(\sigma_1-\sigma_3)_c}{3}$.

Análogamente, en la prueba de extensión, el círculo en términos de esfuerzos efectivos se encuentra desplazado hacia la izquierda del círculo en términos de esfuerzos totales correspondiente una magnitud $\alpha\sigma_{co} - \frac{(\sigma_1-\sigma_3)_e}{3}$.

Como puede observarse, el resultado de lo anterior es que se obtiene una resistencia mayor en la prueba de compresión que en la prueba de extensión. Estas resistencias pueden obtenerse a partir de la expresión (13–40), sustituyendo en ellas los valores de los esfuerzos efectivos en función de las presiones totales y de las presiones de poro inducidas como sigue:

Para la prueba de compresión.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3 &= [\sigma_{co} + (\sigma_1-\sigma_3) - u] + [\sigma_{co} - u] \\ \therefore\ \bar{\sigma}_1 + \sigma_3 &= 2(\sigma_{co}-u) + (\sigma_1-\sigma_3) \end{aligned} \qquad (13\text{–}41)$$

Para la prueba de extensión.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3 &= [\sigma_{co} - (\sigma_1-\sigma_3) - u] + [\sigma_{co} - u] \\ \therefore\ \bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3 &= 2(\sigma_{co}-u) - (\sigma_1-\sigma_3) \end{aligned} \qquad (13\text{–}42)$$

Introduciendo las expresiones (13–37) y (13–38) para las presiones de poro en las ecuaciones (13–41) y (13–42), respectivamente se encuentra, teniendo en cuenta que en realidad $\Delta u = u$.

Copyrighted material

Para la prueba de compresión:

$$\frac{\bar{\sigma}_1+\bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2\left(1-\frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right)+\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}} =$$

$$= 2\left(1-\alpha-\frac{1}{3}\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)+\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}$$

$$\therefore \frac{\bar{\sigma}_1+\bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2\,(1-\alpha)+\frac{1}{3}\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}} \qquad (13\text{–}43)$$

Para la prueba de extensión:

$$\frac{\bar{\sigma}_1+\bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2\left(1-\frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right)-\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}} =$$

$$= 2\left(1-\alpha+\frac{1}{3}\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)-\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}$$

$$\therefore \frac{\bar{\sigma}_1+\bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2\,(1-\alpha)-\frac{1}{3}\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}} \qquad (13\text{–}44)$$

Finalmente, introduciendo las ecuaciones (13–43) y (13–44) en la ecuación (13–40), se obtiene:

Para la prueba de compresión:

$$\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \left(\frac{\bar{\sigma}_1+\bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}}\right)_f \tan\,\phi$$

$$= 2\,(1-\alpha)\tan\phi+\frac{1}{3}\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f \tan\,\phi \qquad (13\text{–}45)$$

y despejando a la resistencia

$$\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{2\,(1-\alpha)\tan\phi}{1-\frac{1}{3}\tan\phi} \qquad (13\text{–}46)$$

Para la prueba de extensión:

$$\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \left(\frac{\bar{\sigma}_1+\bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}}\right)_f \tan\,\phi$$

$$= 2\,(1-\alpha)\tan\phi-\frac{1}{3}\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f \tan\,\phi \qquad (13\text{–}47)$$

y despejando a la resistencia

$$\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{2\,(1-\alpha)\tan\phi}{1+\frac{1}{3}\tan\phi} \qquad (13\text{–}48)$$

Copyrighted material

Las expresiones (13–46) y (13–48) pueden escribirse en una sola forma:

$$\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{2\,(1-\alpha)\,\tan\phi}{1 \mp \frac{1}{3}\tan\phi} \qquad (13\text{–}49)$$

en donde al aparecer el doble signo se toma el signo superior para la prueba de compresión y el signo inferior para la prueba de extensión.

En las anteriores pruebas de compresión y de extensión descritas se ha variado únicamente el esfuerzo vertical, aumentándolo para el primer tipo

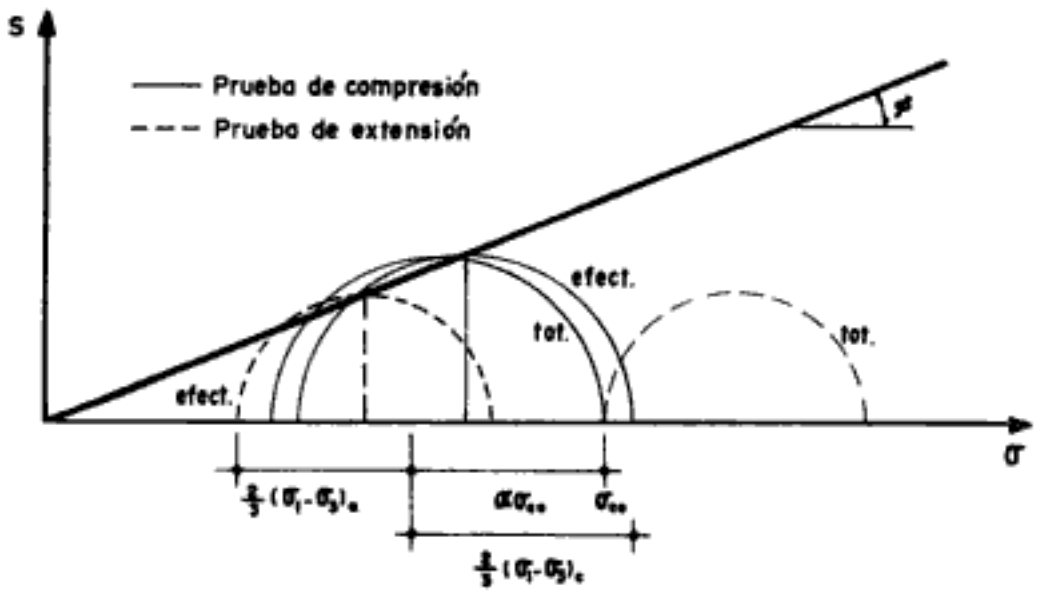


Figura XIII-3. Círculos de Mohr en la falla para las pruebas triaxiales variando el esfuerzo lateral.

de prueba y disminuyéndolo en el segundo. Si ahora es el esfuerzo lateral el que se varía, los círculos de Mohr resultantes son los que aparecen en la Fig. XIII-3. Como se demostró en el capítulo anterior el comportamiento mecánico de la arcilla es idéntico para todas las pruebas de compresión. Lo mismo sucede para todas las pruebas de extensión consideradas aparte de las de compresión.

Ello conduce a que los círculos de Mohr en términos de los esfuerzos efectivos son idénticos al caso de cuando se varía el esfuerzo vertical. Lo que sí son distintos son los círculos de Mohr en términos de los esfuerzos totales, pues las presiones de poro son ahora distintas a las consideradas anteriormente; en efecto, ahora las presiones de poro están dadas por (ver las ecuaciones 13–31 y 13–32).

Para la prueba de compresión, disminuyendo el esfuerzo lateral:

$$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right)_f = -\frac{2}{3}\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f + \alpha \qquad (13\text{–}50)$$

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

Hidden page

solidadas. En efecto, dicha expresión consta de dos sumandos; uno es la componente de la presión de poro debida al cambio de presión isotrópica exterior y este sumando no sufre, como es obvio, ninguna modificación al aplicarse a arcillas preconsolidadas. El segundo sumando es la componente de la presión de poro por perturbación de la estructura de la arcilla cuando ésta es normalmente consolidada. Es lógico esperar que cuanto más preconsolidada sea la arcilla dicha componente sea tanto menor. Si σ_{co} es la presión de consolidación y σ_{eo} la presión equivalente, que en cierta forma representa la presión a la que "realmente" está consolidada la arcilla, es lógico esperar que esta componente disminuya en la magnitud $\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}$. Tomando en cuenta estas consideraciones, la expresión para la presión de poro en el instante de la falla para una prueba triaxial no drenada realizada en una arcilla preconsolidada se puede escribir como:

$$(\Delta u)_f = \left(\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3}\right)_t + \alpha\sigma_{co}\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} - \alpha(\sigma_{eo} - \sigma_{co})$$

$$\therefore\ (\Delta u)_f = \left(\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3}\right)_t - \alpha\left(\sigma_{eo} - \sigma_{co} - \frac{\sigma_{co}^2}{\sigma_{eo}}\right) \qquad (13\text{–}61)$$

La expresión (13–61) escrita en forma adimensional sería:

$$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{1}{3}\left(\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f - \alpha\left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right) \qquad (13\text{–}62)$$

Para los instantes de la prueba, anteriores al de falla, pueden ahora extenderse a las arcillas preconsolidadas las ideas expuestas sobre la función de sensitividad, discutida con relación a las arcillas normalmente consolidadas. Así, entonces, la ecuación completa para Δu sería:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} - \alpha\left(\sigma_{eo} - \sigma_{co} - \frac{\sigma_{co}^2}{\sigma_{eo}}\right)\left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right]^\beta \qquad (13\text{–}63)$$

o bien, escrita en forma adimensional:

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = \frac{1}{3}\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{\sigma_{co}} - \alpha\left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right)\left[\frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f}\right]^\beta \qquad (13\text{–}64)$$

Como debe ser, la expresión (13–64) se reduce a la (13–34) en el caso de arcillas normalmente consolidadas, en que $\sigma_{eo} = \sigma_{co}$.

La expresión (13–64) puede particularizarse para los diferentes tipos de prueba triaxial haciendo uso de las expresiones especiales para la

Copyrighted material

Hidden page

$\sigma_e - \sigma_c$, que todavía pueda existir en la dirección de los planos de falla en el instante en que ocurre ésta, puede definirse la presión fundamental en los planos de falla como la suma de la presión efectiva en ellos, más la presión todavía remanente que exista en la instante de la falla en dichos planos. Así, puede entonces escribirse:

$$\sigma_{fund} = \bar{\sigma} + r\sigma_s = \sigma - u + r\,(\sigma_e - \sigma_c) \tag{13-67}$$

La resistencia en estos planos estará dada simplemente por:

$$s = \sigma_{fund} \tan \phi \tag{13-68}$$

Por lo tanto, la expresión (13–40) puede escribirse para el caso de las arcillas preconsolidadas como:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_f = \left[\left(\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2}\right)_f + r\,(\sigma_{eo} - \sigma_{co})\right] \tan \phi \tag{13-69}$$

En forma adimensional, esta expresión (13–69) podría escribirse como:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \left[\left(\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}}\right)_f + 2r\left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1\right)\right] \tan \phi \tag{13-70}$$

El valor de $\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}}$ puede obtenerse a partir de las ecuaciones (13–41) y (13–42), introduciendo en ellas las expresiones (13–65) y (13–66) para las presiones de poro.

Para la prueba de compresión:

$$\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2\left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right) + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} =$$

$$= 2\left[1 + \alpha\left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right) - \frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right] + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}$$

$$\therefore \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2\left[1 + \alpha\left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right)\right] + \frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \tag{13-71}$$

Para la prueba de extensión:

$$\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2\left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right) - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} =$$

$$= 2\left[1 + \alpha\left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right) + \frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right] - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}$$

$$\therefore \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{\sigma_{co}} = 2\left[1 + \alpha\left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right)\right] - \frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \tag{13-72}$$

Copyrighted material

Hidden page

C. Ejemplo práctico

Las pruebas triaxiales no drenadas efectuadas con muestras preconsolidadas de la arcilla de Weald (Ref. 2 a 7) dieron los siguientes resultados [se incluyen los datos de las expresiones (13-53) y (13-54) correspondientes a las muestras normalmente consolidadas]:

En pruebas de compresión aumentando el esfuerzo axial.

Grado de preconsolidación:	1	2	4	8	12	24	(13–75)
$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f$:	0.58	0.88	1.30	1.85	2.23	2.98	
$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right)_f$:	0.54	0.30	−0.03	−0.40	−0.60	−1.07	

En pruebas de extensión disminuyendo el esfuerzo axial:

Grado de preconsolidación:	1	2	4	8	12	24	(13-76)
$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f$:	0.47	0.76	1.12	1.55	1.90	2.48	
$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}}\right)_f$:	0.14	−0.40	−0.96	−1.65	−2.16	−2.80	

Para aplicar las ecuaciones (13-65) y (13-66) y determinar de estos datos los valores de los coeficientes α es necesario conocer primeramente los valores de los factores de preconsolidación $\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}}$ para cada grado de preconsolidación $\frac{\sigma_p}{\sigma_{co}}$ usado en las pruebas. Para ello es necesario aplicar la ecuación (13–18), que requiere conocer la relación expansibilidad-compresibilidad ρ.

El valor de esta relación se conoce a partir de pruebas de comprensión y expansión de la arcilla bajo un estado de esfuerzo isotrópico. En la Fig. XIII-5 se muestran las gráficas de compresión y las de expansión para tres cargas diferentes de preconsolidación realizadas en la Universidad de Londres sobre la misma arcilla de Weald (Refs. 6 y 7). De la aplicación a estas curvas de las ecuaciones (13–6) a (13–9) se obtiene para la arcilla de Weald los siguientes valores de los coeficientes de compresibilidad y expansibilidad y de la relación ρ (Ref. 2)

$$\gamma = 0.060$$
$$\gamma_p = 0.020 \qquad (13\text{-}77)$$
$$\rho = \frac{\gamma_p}{\gamma} = 1/3$$

Copyrighted material

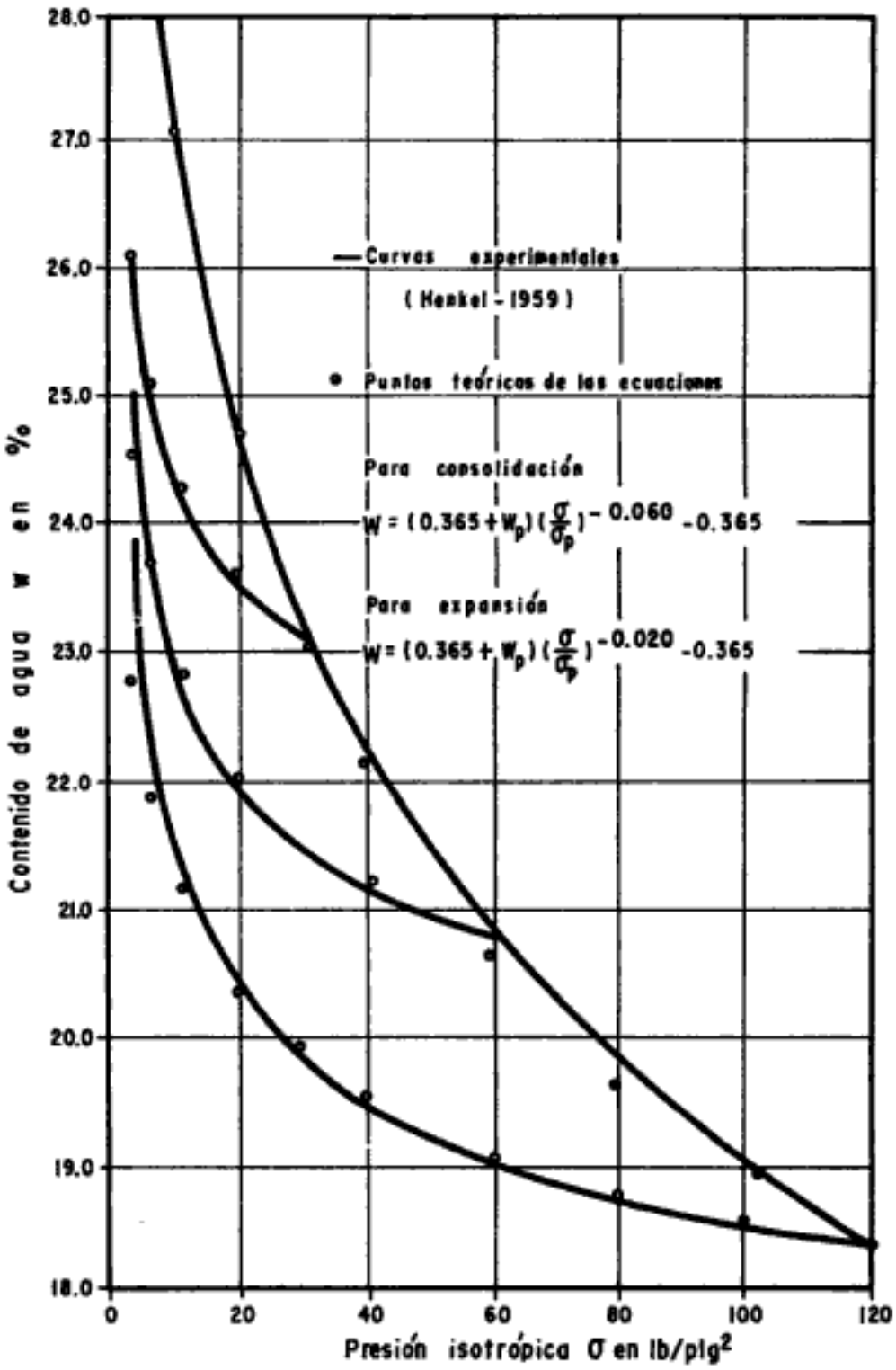


Figura XIII-5. Comparación entre las curvas teóricas y experimentales. Arcilla de Weald.

En la misma Fig. XIII-5 se muestran los puntos obtenidos de las ecuaciones teóricas usando los valores de los coeficientes indicados en las expresiones (13-77). En este caso como los datos aparecen en función de los contenidos de agua, la expresión (13-8) toma la forma, recordando que para suelos totalmente saturados se tiene que $e = ws_s$:

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

de extensión. A esta misma razón puede achacarse el valor más bajo de α_e en muestras normalmente consolidadas anotado en (13–55). El conjunto de valores de α_e conduce a escoger un valor único $\alpha_e = \alpha_c = \alpha = 0.35$, ya reportado en las expresiones (13–57).

Con los valores así obtenidos para α y ϕ pueden calcularse las resistencias aplicando la ecuación (13-74) usando para los factores de preconsolidación $\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}}$ los valores experimentales, o bien los valores teóricos, anotados en las expresiones (13-82) y usando diversos valores del parámetro de resistencia r para comparar las resistencias así obtenidas con las experimentales. Este procedimiento es, en la práctica, más conveniente que calcular directamente el valor de r en vista del pequeño valor que adopta este concepto cuando no es precisamente cero.

Sustituyendo los valores de α y ϕ dados por las expresiones (13–57) en la ecuación (13-74) se obtiene

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{0.80}{1 \mp 0.133}\left[1 + 0.35\left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}}\right) + r\left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}}\right)\right] \tag{13-85}$$

Sustituyendo en esta ecuación los valores experimentales para los factores de preconsolidación dados por las expresiones (13–82) para los diversos grados de preconsolidación y usando para el parámetro r los valores 0.04 y 0.08 se obtienen los valores anotados en la tabla XIII-1. Compárense estos valores teóricos con los experimentales contenidos en las expresiones (13-75) y (13-76).

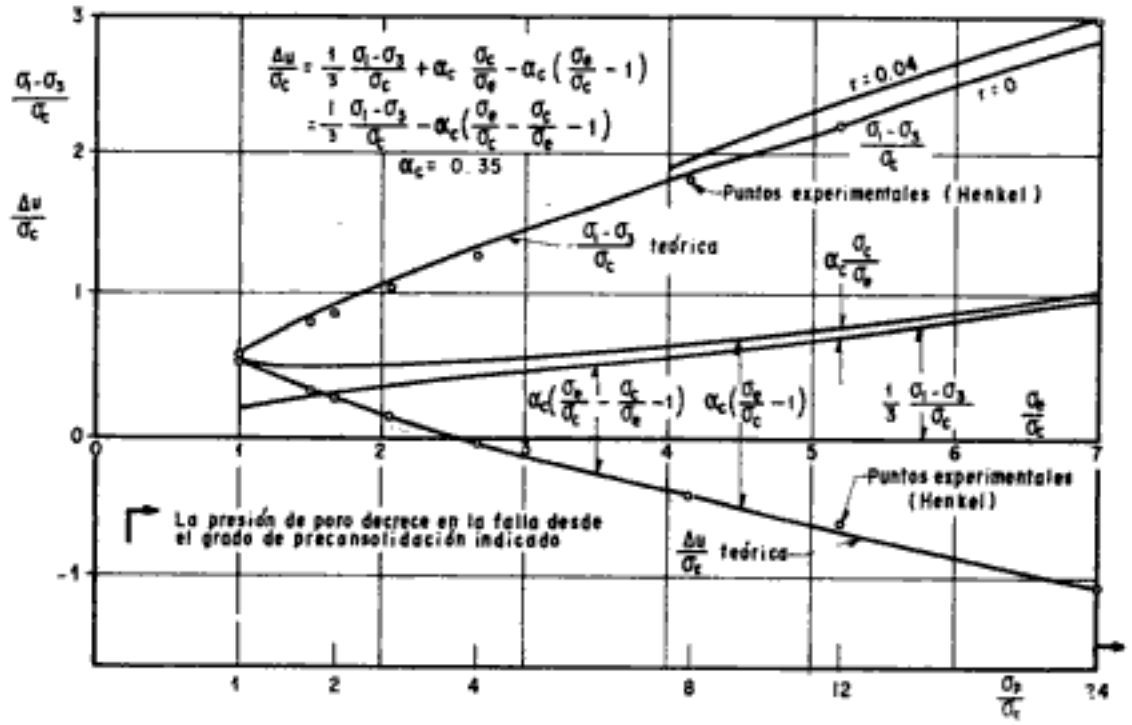


Figura XIII-6. Resistencias y presiones de poro en la falla. Arcilla de Weald. Pruebas de compresión no drenadas.

Copyrighted material

Hidden page

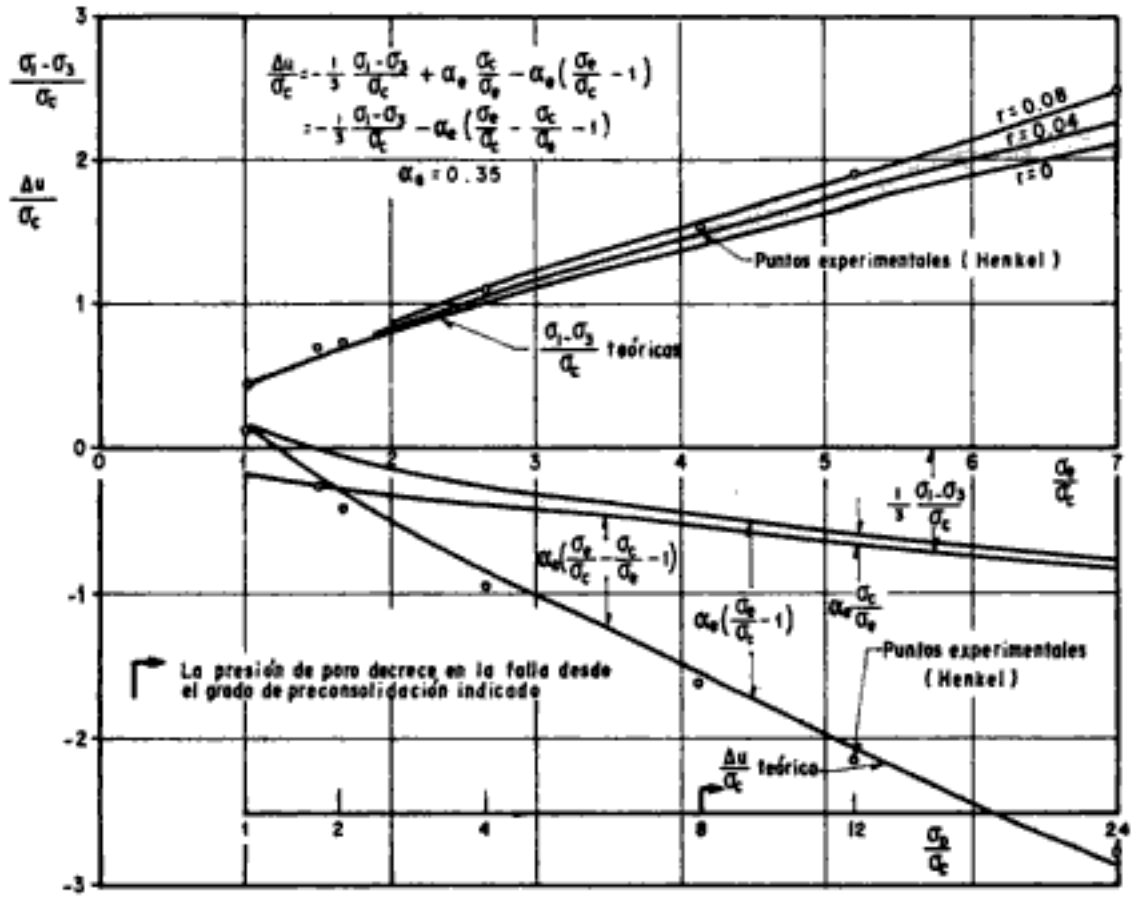


Figura XIII-7. Resistencias y presiones de poro en la falla. Arcilla de Weald. Pruebas de extensión no drenadas.

En las Figs. XIII-6 y XIII-7 se muestran y comparan en forma gráfica las resistencias y presiones de poro teóricas con las experimentales, tanto para las pruebas de compresión aumentando el esfuerzo axial, como para las pruebas de extensión disminuyendo el esfuerzo axial. En estas gráficas se muestran curvas que ilustran las diferentes componentes de la presión de poro.

En lo que respecta a las presiones de poro puede observarse que a mayores grados de preconsolidación se tiene el siguiente comportamiento de las componentes de la presión de poro: la componente isotrópica crece correspondiendo a una mayor resistencia de la arcilla. En las pruebas de compresión aumentando el esfuerzo axial esta componente es positiva y en las pruebas de extensión disminuyendo el esfuerzo axial esta componente es negativa. La presión de poro debida a la perturbación de la estructura tiene a su vez dos componentes. Una componente es debido al efecto de "consolidación normal", que decrece al crecer el grado de preconsolidación. Esta componente es siempre positiva para todo tipo de prueba. La otra componente debido a la "preconsolidación", crece en forma importante al crecer el grado de preconsolidación. Esta componente es siempre negativa para todo tipo de prueba y es la responsable principal para que a partir de un cierto grado de preconsolidación la presión de poro resultante sea negativa.

Copyrighted material

En lo que respecta a las resistencias se ha incluido en las figuras el dato relativo al grado de preconsolidación a partir del cual, en el instante de la falla, la presión de poro continúa disminuyendo con la deformación. En las pruebas de compresión esta disminución de la presión de poro en el instante de la falla sólo se observó para $\frac{\sigma_p}{\sigma_c} = 24$ (no se incluyen aquí las gráficas correspondientes). Consecuentemente es de esperar que sólo para este grado de preconsolidación el parámetro r sea diferente de cero. Como puede observarse r resultó ser de 0.04. Para grados de preconsolidación menores, los valores experimentales prácticamente coinciden con los teóricos obtenidos con $r = 0$.

En las pruebas de extensión la disminución de la presión de poro en el instante de la falla se observó desde un grado de preconsolidación igual a 8. Sin embargo, las resistencias experimentales prácticamente coinciden con las teóricas empleando una $r = 0.08$ para todos los grados de preconsolidación usados, desde 2 hasta 24. Esta anomalía puede quizá atribuirse al grado de precisión tanto de los cálculos teóricos como de las mediciones experimentales en este tipo de pruebas. Sin embargo, debe precisarse que este punto es uno de los que, en la época presente (1974) requieren mayor estudio y experimentación.

Otro punto que debe mencionarse con respecto al parámetro r, es el de que su valor aparentemente es uno, $r = 0.04$, para las pruebas de compresión y otro $r = 0.08$, para las pruebas de extensión. En las pruebas de compresión el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor, mientras que en las pruebas de extensión, el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal mayor. A este hecho puede atribuirse los diferentes valores del parámetro r en dichos tipos de prueba. Este punto se discute en las Refs. 3 y 4.

Para instantes anteriores a la falla, las presiones de poro pueden ahora calcularse, y compararse con las experimentales, aplicando la ecuación (13-64) para cada tipo de prueba y cada grado de preconsolidación. En la Fig. XIII-8 se presentan las curvas experimentales y las curvas teóricas para el caso de grados de preconsolidación de 8 y de 24, calculadas usando las resistencias y los factores de preconsolidación experimentales y los valores de $\alpha = 0.35$ y $\beta = 3$ ya determinados con anterioridad.

En esta Fig. XIII-8 se han indicado las líneas con pendiente $A = \frac{1}{3}$ y $A = -\frac{1}{3}$. Estas líneas corresponden a las componentes isotrópicas de la presión de poro en las pruebas de compresión, aumentando el esfuerzo axial, y de extensión, disminuyendo el esfuerzo axial, respectivamente. Obsérvese que las curvas teóricas son tangentes a estas líneas en el origen. Esto es siempre así si $\beta > 1$. Si β fuese la unidad las gráficas teóricas serían rectas que unirían el origen con los puntos de la presión de poro en el instante de la falla, dadas por las expresiones (13-65) y (13-66) para estos tipos de prueba respectivamente.

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

Denotando por $\Delta\sigma$ a la componente isotrópica [véase la Ec. (13–23)], la expresión (13-26) puede escribirse:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha\sigma_{co}\left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right]^{\beta} \tag{13–87}$$

Esta ecuación, como se recordará, da la presión de poro Δu, que se genera en una prueba triaxial no drenada, en la que el espécimen ha sido previamente consolidado a la presión isotrópica σ_{co}. En ella la cantidad $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ es la resistencia en dicha prueba no drenada.

Para aplicar esta expresión (13-87) al caso de la presión de poro Δu, ecuación (13–86), que se ha disipado en una prueba drenada deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones. Primero, en una prueba drenada la presión isotrópica de consolidación está cambiando, en general. durante la prueba. En un instante dado la presión vale

$$\sigma_c = \sigma_{co} + \Delta\sigma \tag{13–88}$$

Por lo tanto, este valor σ_c es el que debe aparecer en lugar de σ_{co} en la expresión (13–87).

En segundo lugar, la resistencia drenada $(\sigma_1-\sigma_3)_d$ es, en general, distinta de la resistencia no drenada $(\sigma_1-\sigma_3)_u$. Puede considerarse que la resistencia de la muestra va variando durante la prueba drenada del valor $(\sigma_1-\sigma_3)_u$ al inicio de ella, al valor $(\sigma_1-\sigma_3)_d$ al final de la prueba. Si se supone una variación lineal con el esfuerzo $(\sigma_1-\sigma_3)$, puede escribirse que la resistencia $(\sigma_1-\sigma_3)_f$, correspondiente a un instante intermedio cualquiera de la prueba en que actúa precisamente el esfuerzo $(\sigma_1-\sigma_3)$, vale:

$$(\sigma_1-\sigma_3)'_f = (\sigma_1-\sigma_3)_u + \frac{(\sigma_1-\sigma_3)_d - (\sigma_1-\sigma_3)_u}{(\sigma_1-\sigma_3)_d}(\sigma_1-\sigma_3) \tag{13–89}$$

y, por lo tanto, la función de influencia y a usar en la expresión (13–87), estará dada por:

$$y = \left[\frac{\sigma_1-\sigma_3}{(\sigma_1-\sigma_3)'_f}\right]^{\beta} \tag{13–90}$$

donde $(\sigma_1-\sigma_3)'_f$ está dada por la expresión (13–89). En estas condiciones la presión de poro disipada (Δu) en una prueba drenada está dada por:

$$\Delta u = \Delta\sigma + \alpha(\sigma_{co} + \Delta\sigma)\left[\frac{\sigma_1-\sigma_3}{(\sigma_1-\sigma_3)_f}\right]^{\beta} \tag{13–91}$$

Sustituyendo este valor en la expresión (13–86) se obtiene:

$$\frac{V}{V_o} = \left[1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} + \alpha\left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}}\right)y\right]^{-\gamma} \tag{13–92}$$

Copyrighted material

en donde, por supuesto $\Delta\sigma_c = \Delta\sigma$ y la función de influencia y está dada por la expresión (13–90).

La expresión (13–92) puede escribirse, ya que $V = V_o + \Delta V$, en la forma:

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \left[1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} + \alpha\left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}}\right)y\right]^{-\gamma} - 1 \qquad (13\text{–}93)$$

En particular, por ejemplo, para una prueba drenada de compresión realizada aumentando el esfuerzo axial, se tiene:

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \left[1 + \frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} + \alpha\left(1 + \frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)y\right]^{-\gamma} - 1 \qquad (13\text{–}94)$$

En el instante de falla, la expresión (13–94) se reduce a:

$$\left(\frac{\Delta V}{V_o}\right)_f = \left[1 + \frac{1}{3}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f + \alpha\left\{1 + \frac{1}{3}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f\right\}\right]^{-\gamma} - 1 \qquad (13\text{–}95)$$

Análogamente, para el instante de la falla, el cambio volumétrico para una prueba de extensión realizada aumentando el esfuerzo lateral está dado por:

$$\left(\frac{\Delta V}{V_o}\right)_f = \left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f + \alpha\left\{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f\right\}\right]^{-\gamma} - 1 \qquad (13\text{–}96)$$

Y para el caso de una prueba de compresión o de extensión en que se mantenga σ_c constante (variando tanto el esfuerzo vertical como el esfuerzo lateral en la proporción conveniente para que ello así ocurra, como ya se ha discutido) se tiene que:

$$\left(\frac{\Delta V}{V_o}\right)_f = [1 + \alpha]^{-\gamma} - 1 \qquad (13\text{–}97)$$

Obsérvese que en estos últimos casos el cambio volumétrico en el instante de la falla es independiente del valor de la resistencia de las muestras.

De las ecuaciones (13–95) a la (13–97) puede obtenerse el valor del parámetro α si se conocen los cambios volumétricos y las resistencias de las pruebas drenadas, correspondientes efectuadas en el laboratorio.

B. Resistencias

Las inclinaciones de los planos de falla o direcciones de fluencia en pruebas triaxiales drenadas, con σ_c no decreciente, realizadas en muestras normalmente consolidadas es $45° + \frac{\phi}{2}$ con respecto al plano en que actúa

Copyrighted material

Hidden page

En el caso de una prueba de compresión con $\sigma_c = cte$ se tiene que:

$$\sigma_1 = \sigma_{co} + \frac{2}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{co} - \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (13\text{–}101)$$

Introduciendo estas expresiones en la ecuación (13–98) se obtiene:

$$\frac{\sigma_{co} + \frac{2}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_{co} - \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$

$$\therefore \frac{1 + \frac{2}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}}{1 - \frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}} = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$

Despejando la resistencia de esta expresión, el lector puede comprobar que:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{2 \operatorname{sen}\phi}{1 - \frac{1}{3}\operatorname{sen}\phi} \qquad (13\text{-}102)$$

Análogamente, en el caso de una prueba de extensión con $\sigma_c = \text{cte}$. Se tiene que

$$\sigma_1 = \sigma_{co} + \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{co} - \frac{2}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (13\text{-}103)$$

Introduciendo estas expresiones en la ecuación (13-98) se obtiene:

$$\frac{\sigma_{co} + \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_{co} - \frac{2}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$

$$\therefore \frac{1 + \frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}}{1 - \frac{1}{3}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}} = \frac{1 + \operatorname{sen}}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$

Copyrighted material

Despejando la resistencia de esta expresión, el lector puede comprobar que

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 + \frac{1}{3} \operatorname{sen} \phi} \tag{13-104}$$

Las expresiones (13-102) y (13-104) pueden escribirse en una sola en la forma

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 \mp \frac{1}{3} \operatorname{sen} \phi} \tag{13-105}$$

en donde, como siempre, en el doble signo deberá usarse el signo superior para la prueba de compresión y el signo inferior para la prueba de extensión realizadas manteniendo σ_c = cte.

El lector puede asimismo comprobar que de la expresión (13–105) puede obtenerse que

$$\operatorname{sen} \phi = \frac{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f}{2 \pm \frac{1}{3}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f} \tag{13-106}$$

la cual es útil en la práctica para obtener ϕ a partir de los datos obtenidos de las pruebas correspondientes.

C. Ejemplo práctico

Las pruebas drenadas correspondientes realizadas con la arcilla de Weald en la Universidad de Londres (Refs. 6 y 7) dieron los siguientes resultados:

Prueba	Compresión aumentando esfuerzo axial	Extensión aumentando esfuerzo lateral	Compresión $\sigma_c = cte.$	Extensión $\sigma_c = cte.$
$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f$	1.17	1.18	0.85	0.69
$\left(\frac{\Delta V}{V_o}\right)_f$	−4.6%	−5.0%	−2.3%	−1.8%

(13–107)

Aplicando la ecuación (13–100) a las pruebas de compresión aumentando el esfuerzo axial y a la de extensión aumentando el esfuerzo lateral, usando un valor de $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = 1.175$, promedio de los reportados en las expresiones (13-107) para estas pruebas, se obtiene

Copyrighted material

$$\text{sen } \phi = \frac{1.175}{3.175} = 0.371 \qquad (13\text{-}108)$$

Aplicando las expresiones (13–106) para las otras 2 pruebas restantes se obtiene

$$\text{sen } \phi = \frac{0.85}{2.28} = 0.372 \qquad (13\text{-}109)$$

y

$$\text{sen } \phi = \frac{0.69}{1.77} = 0.369 \qquad (13\text{-}110)$$

Para un ángulo $\phi = 21°48'$ ($\tan \phi = 0.4$), reportado en las expresiones (13–57) se tiene que sen $\phi = 0.371$ por lo que los valores ahora obtenidos para ϕ verifican el valor obtenido de las pruebas no drenadas.

Aplicando ahora la ecuación (13–95) a la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial se obtiene.

$$-0.046 = [1.39 + 1.39\alpha]^{-0.060} - 1$$
$$\therefore\ [1.39 + 1.39\alpha]^{-0.060} = 0.954$$
$$\therefore\ 1.39 + 1.39\alpha = 1.048^{16.67} = 2.18$$
$$\therefore\ \alpha = \frac{0.79}{1.39} = 0.57 \qquad (13\text{–}111)$$

Aplicando ahora la ecuación (13–96) a la prueba de extensión aumentando el esfuerzo lateral se obtiene:

$$-0.05 = [1.78 + 1.78\alpha]^{-0.060} - 1$$
$$\therefore\ [1.78 + 1.78\alpha]^{-0.060} = 0.95$$
$$\therefore\ 1.78 + 1.78\alpha = 1.053^{16.67} = 2.36$$
$$\therefore\ \alpha = \frac{0.58}{1.78} = 0.33 \qquad (13\text{–}112)$$

Aplicando ahora la expresión (13–97) a las dos pruebas restantes con σ_c = cte se obtiene, para la prueba de compresión:

$$-0.023 = [1 + \alpha]^{-0.060} - 1$$
$$\therefore\ [1 + \alpha]^{-0.060} = 0.977$$
$$\therefore\ 1 + \alpha = 1.024^{16.67} = 1.48$$
$$\therefore\ \alpha = 0.48 \qquad (13\text{–}113)$$

y para la prueba de extensión:

Copyrighted material

Hidden page

Con el anterior comentario, puede entonces escribirse la ecuación (13–6) en la forma:

$$\frac{V}{V_o} = \left\{ \frac{\sigma_e + \left[\alpha\sigma_c \frac{\sigma_c}{\sigma_e} - \alpha(\sigma_e - \sigma_c) \right] y}{\sigma_{eo}} \right\}^{-\gamma} \qquad (13\text{–}115)$$

En esta ecuación la componente isotrópica de la presión de poro ya no aparece en forma explícita, pues está contenida en el término σ_e. En los términos siguientes las cantidades σ_c y σ_e son las presiones de consolidación y de consolidación equivalente en el instante considerado, iguales a las presiones iniciales más los incrementos habidos. La función y es la función de sensitividad que, en suelos preconsolidados, nuevamente se supone dada por la expresión (13–90). Ahora lo que falta es manipular un poco los términos de la ecuación (13–115), usando las relaciones ya vistas en la sección XIII-2, para obtener el cambio volumétrico en función de los esfuerzos exteriores aplicados a la muestra.

En efecto, usando la expresión (13–16) se tiene que:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_{eo}} = \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{co}} \right)^{\rho} = \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right)^{\rho} \qquad (13\text{–}116)$$

También, se puede escribir que:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{eo}} = \frac{\sigma_c}{\sigma_{co}} \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} = \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right) \qquad (13\text{–}117)$$

Asimismo:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_e} = \frac{\sigma_c}{\sigma_{co}} \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \frac{\sigma_{eo}}{\sigma_e} = \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right)^{1-\rho} \qquad (13\text{–}118)$$

En la ecuación (13–118) se ha hecho uso de la expresión (13–116).

Introduciendo las expresiones (13–116) a (13–118) en la expresión (13–115) se obtiene:

$$\frac{V}{V_o} = \left\{ \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right)^{\rho} - \alpha \left[\left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right)^{\rho} - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right) - \left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right)^2 \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right)^{2-\rho} \right] y \right\}^{-\gamma} \qquad (13\text{–}119)$$

que puede escribirse en la forma:

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \left\{ \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right)^{\rho} - \alpha \left[\left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right)^{\rho} - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right) - \left(\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right)^2 \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}} \right)^{2-\rho} \right] y \right\}^{-\gamma} - 1 \qquad (13\text{–}120)$$

Copyrighted material

Puede observarse que para arcillas normalmente consolidadas $\sigma_{eo} = \sigma_{co}$ y si la prueba se realiza con σ_c no decreciente se está en el cero de la curva virgen de compresión con $\rho = 1$. En este caso la expresión (13–120) se reduce a la expresión (13–93), ya obtenida en la sección anterior para los casos citados.

Si, por otra parte, la prueba se realiza en una muestra normalmente consolidada, $\sigma_{eo} = \sigma_{co}$, con σ_c decreciente, se tiene que $\rho \neq 1$ y de la expresión (13–120) se deduce, para estos casos:

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \left\{\left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}}\right)^{\rho} - \alpha\left[\left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}}\right)^{\rho} - \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}}\right) - \left(1 + \frac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{co}}\right)^{2-\rho}\right] y\right\}^{-\gamma} - 1 \quad (13\text{–}121)$$

Compárese esta expresión (13–121) con la expresión (13–93) correspondiente al caso en que σ_c sea no decreciente.

De la expresión (13–120) pueden obtenerse las diferentes expresiones particulares aplicables a los distintos tipos de prueba triaxial. Para ello son útiles las expresiones (13–29) a la (13–33) ya vistas.

B. Resistencias

En la sección precedente se vio que para el caso de arcillas normalmente consolidadas ensayadas en el laboratorio por medio de pruebas triaxiales drenadas con σ_c no decreciente, la inclinación de las superficies de fluencia en el instante de la falla era de $45° + \frac{\phi}{2}$ con respecto al plano en que actúa el esfuerzo principal mayor. En suelos preconsolidados esta inclinación disminuye hacia 45° conforme el grado de preconsolidación aumenta, aparte de que, para grados de preconsolidación grandes, tiene ya influencia el parámetro r, según se describió en una de las secciones precedentes. Otro factor que influye es el tipo de prueba. Así por ejemplo, en una prueba de compresión realizada disminuyendo la presión lateral, la preconsolidación inducida durante la prueba, hace que la muestra en el instante de la falla, sea más preconsolidada que si se hubiese realizado una prueba de extensión aumentando la presión lateral, en cuyo caso el mismo procedimiento de prueba hace que la muestra exhiba, en el instante de la falla, una preconsolidación menor, por así decirlo, que al inicio de la prueba. Lo que realmente influye es el factor de preconsolidación $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$ en el instante de la falla. Si $\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}}$ es el factor de preconsolidación inicial, este factor aumenta, permanece constante o disminuye, según que σ_c sea decreciente, permanezca constante o sea creciente durante la prueba. Este punto se expone y discute en detalle en la Ref. 5.

En esta sección, para no alargar la exposición, se desarrollará la teoría correspondiente para aquellos casos en que la inclinación de los planos de

Copyrighted material

Hidden page

Sumando las expresiones (13–126) y (13–127) se obtiene que:

$$\sigma_1 + \sigma_3 = 2\,\sigma_c - \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (13\text{–}128)$$

Las expresiones (13–125) y (13–128) pueden escribirse en una sola en la forma:

$$\sigma_1 + \sigma_3 = 2\,\sigma_c \pm \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (13\text{–}129)$$

en donde el doble signo deberá usarse según la convención previamente aceptada, el signo superior para las pruebas de compresión y el inferior para los de extensión.

Introduciendo la ecuación (13–129) en la ecuación (13–122) se obtiene:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \left[\sigma_c \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{6} + r\,(\sigma_e - \sigma_c)\right] 2 \tan \phi \qquad (13\text{–}130)$$

Despejando a la resistencia $\sigma_1 - \sigma_3$ se obtiene:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2 \tan \phi}{1 \mp \frac{1}{3} \tan \phi} [\sigma_c + r\,(\sigma_e - \sigma_c)] \qquad (13\text{–}131)$$

La ecuación (13–131) puede escribirse en forma adimensional como:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)_f = \frac{2 \tan \phi}{1 \mp \frac{1}{3} \tan \phi} \left[1 + r\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} - 1\right)\right] \qquad (13\text{–}132)$$

Esta ecuación (13–132) es muy útil desde el punto de vista que permite comparar, en la práctica, los resultados obtenidos de las diferentes pruebas triaxiales drenadas, considerando separadamente las pruebas de compresión de las pruebas de extensión. Sin embargo, debe observarse que dicha expresión no da directamente la resistencia en forma explícita, pues tanto la cantidad σ_c que aparece en el primer miembro, como la cantidad $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$ que aparece en el segundo miembro dependen de la resistencia misma.

Otro tipo de expresión adimensional que pudiera ser útil en la práctica es la que se obtiene dividiendo la expresión (13–131) entre σ_{co}, en lugar de σ_c, aunque en rigor, sigue adoleciendo del inconveniente mencionado. En este caso se obtiene:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{2 \tan \phi}{1 \mp \frac{1}{3} \tan \phi} \left[\frac{\sigma_c}{\sigma_{co}} + r\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_{co}} - \frac{\sigma_c}{\sigma_{co}}\right)\right] \qquad (13\text{–}133)$$

Copyrighted material

Hidden page

Igualmente, en forma totalmente similar, el lector puede comprobar que para los casos de prueba de compresión disminuyendo la presión lateral y prueba de extensión disminuyendo el esfuerzo axial, la expresión (13–136) se reduce a:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{2 \tan \phi}{1 + \tan \phi} \tag{13–140}$$

Cuando $r \neq 0$ una estimación de la resistencia puede obtenerse a partir de la expresión (13–135) usando un proceso iterativo. Cuando $r \neq 0$ en el instante de falla significa, como ya se ha expuesto, que en dicho instante se tiene una colaboración de la presión almacenada en los planos de fluencia que incrementa la resistencia en dicho instante, se tiene así la resistencia máxima, sin embargo si la deformación de la muestra continúa, ello sigue alterando la estructura de la muestra y disminuyendo la presión almacenada al grado que, puede afirmarse, después de cierta magnitud de la deformación esta presión almacenada desaparece, ya el volumen de la muestra no sigue aumentando y se llega a la llamada resistencia última, menor que la máxima, cuyo valor puede calcularse haciendo $r = 0$ en la expresión (13–135) y que, como se ha hecho, se traduce en la expresión (13–136) con los casos especiales dados por las expresiones (13–137), (13–139) y (13–140) ya vistos.

Es pertinente todavía hacer la observación de que si la deformación aún continúa en los planos de fluencia, como sería el caso de una prueba de corte directo en que la parte superior deslizante de la muestra se regresa a su posición original después de haber deslizado horizontalmente en el plano de falla y este proceso se repite varias veces, ello produce una reorientación de las partículas laminares de la arcilla en la dirección del plano de falla con el resultado de que el ángulo de fricción interna de la arcilla decrece a su valor residual y por tanto la resistencia residual mostrada por la muestra será la correspondiente a este valor ángulo de fricción. Este punto se ha expuesto en la sección XII-19 del capítulo precedente.

C. Ejemplo práctico

Las pruebas triaxiales drenadas realizadas en muestras preconsolidadas de la arcilla de Weald en el Colegio Imperial de la Universidad de Londres durante la década de 1950 a 1960 dieron los resultados que a continuación se mencionan, los cuales fueron proporcionados al Dr. Eulalio Juárez Badillo, autor de las teorías aquí descritas, por el Dr. D. J. Henkel del Colegio Imperial de la Universidad de Londres (Ref. 5). Dichos datos reportados son los que aparecen en la tabla 2.

Con los datos reportados en la tabla XIII-2 pueden calcularse los incrementos de presión isotrópica para las distintas pruebas y calcular, por medio de la expresión (13–135) las resistencias teóricas correspon-

Copyrighted material

Tabla XIII-2

Resistencias experimentales de la arcilla de Weald

Tipo de prueba drenada		$\frac{\sigma_p}{\sigma_{co}}$	1	2	4	8	12	24
Compresión	Esf. axial aumentado	$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}$	1.17	1.20	1.28	1.37	1.52	1.62
	Esf. radial disminuído	$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}$	0.53	0.54	0.56	0.58	0.58	0.60
		$\frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_{co}}$	−0.02	−0.03	−0.07	−0.10	−0.13	−0.17
	σ_c = cte.	$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}$	0.85	—	0.91	—	1.08	—
Extensión	Esf. radial aumentado	$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}$	1.18	1.20	1.25	1.53	1.70	2.02
	Esf. axial disminuído	$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}$	0.56	0.58	0.60	0.68	0.70	0.76
	σ_e = cte.	$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{co}}$	0.69	—	0.76	—	0.85	—

dientes. Esto se ha efectuado utilizando los valores tan $\phi = 0.40$ y $\rho = 1/3$ según se anotó en las expresiones (13–57) y (13–77). Los valores usados para los factores de preconsolidación iniciales $\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{co}}$ para los diversos grados de preconsolidación $\frac{\sigma_p}{\sigma_{co}}$ son los reportados en las expresiones (13–82). Los valores de r usados fueron $r = 0$, 0.02, 0.04 y 0.06. Una comparación de las resistencias teóricas así obtenidas con las resistencias experimentales reportadas en la tabla XIII-2 aparece en la Ref. 5.

Un aspecto que es más interesante desde el punto de vista de comparación entre las resistencias teóricas con las experimentales es el de efectuar esta comparación por medio de la expresión (13–132). Esta expresión permite comparar todos los datos experimentales de las diferentes pruebas drenadas con las resistencias teóricas dadas por esa expresión, considerando separadamente las pruebas de compresión de las pruebas de extensión. En la expresión (13–132), debe insistirse, los valores de las cantidades σ_c y σ_e son los valores de esos conceptos en el instante de la falla. La forma de proceder es la siguiente: a partir de los datos de la tabla XIII-2 se calculan las resistencias $\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_c}$ experimentales correspondientes para cada tipo de prueba. Esto puede realizarse a partir de la siguiente expresión:

Copyrighted material

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_c}=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{ce}}\,\frac{\sigma_{ce}}{\sigma_c}=\frac{\dfrac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_{ce}}}{1+\dfrac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{ce}}} \qquad (13\text{–}141)$$

Por otro lado las resistencias $\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_c}\right)_t$ teóricas pueden calcularse a partir de la expresión (13–132) para distintos valores de r y el factor de preconsolidación $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$ en el instante de la falla puede obtenerse a partir de la expresión (13–118)), como:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_c}=\frac{\dfrac{\sigma_{ce}}{\sigma_{co}}}{\left(1+\dfrac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{ce}}\right)^{1-\rho}}=\frac{\dfrac{\sigma_{ce}}{\sigma_{co}}}{\left(1+\dfrac{\Delta\sigma_c}{\sigma_{ce}}\right)^{2/3}} \qquad (13\text{–}142)$$

expresión en donde ya se ha substituído el valor de $\rho = 1/3$. Los valores de los factores de preconsolidación iniciales $\frac{\sigma_{ce}}{\sigma_{co}}$ usados en la comparación que sigue fueron los valores experimentales anotados en las expresiones (13–82). Debe observarse que los símbolos $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$ usados en las expresiones (13–82) en realidad corresponden a los símbolos $\frac{\sigma_{ce}}{\sigma_{co}}$ de las pruebas drenadas. En las expresiones (13–82) no se hizo la distinción correspondiente a la cualidad de inicial sencillamente porque en esa ocasión no era necesario por estarse tratando pruebas no drenadas, en las que el factor de preconsolidación no varía durante la prueba. En forma un tanto similar, en las expresiones (13–141) no se han usado los paréntesis ni los subíndices f para denotar el instante de la falla, para simplificar con ello un tanto las expresiones anotadas. Estas pequeñas libertades se espera no vayan a confundir al lector.

En esta sección, en virtud del número grande de pruebas que se están manejando simultáneamente, y en beneficio de una mayor continuidad en la exposición, se suprimirán los cálculos numéricos detallados, dejando al lector la comprobación numérica de los resultados que se reportan.

Las resistencias experimentales obtenidas con la expresión (13–141) a partir de los datos de la tabla XIII-2 y las resistencias teóricas obtenidas con la expresión (13–132), en la forma que se ha expuesto, aparecen, para fines de comparación, en la Fig. XIII-10. En lo que sigue se describe y examina en mayor detalle esta Fig. XIII-10.

En la Fig. XIII-10 aparecen las resistencias $\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_c}\right)_f$ en función de los factores de preconsolidación en el instante de la falla $\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c}\right)_f$. En ella apa-

Copyrighted material

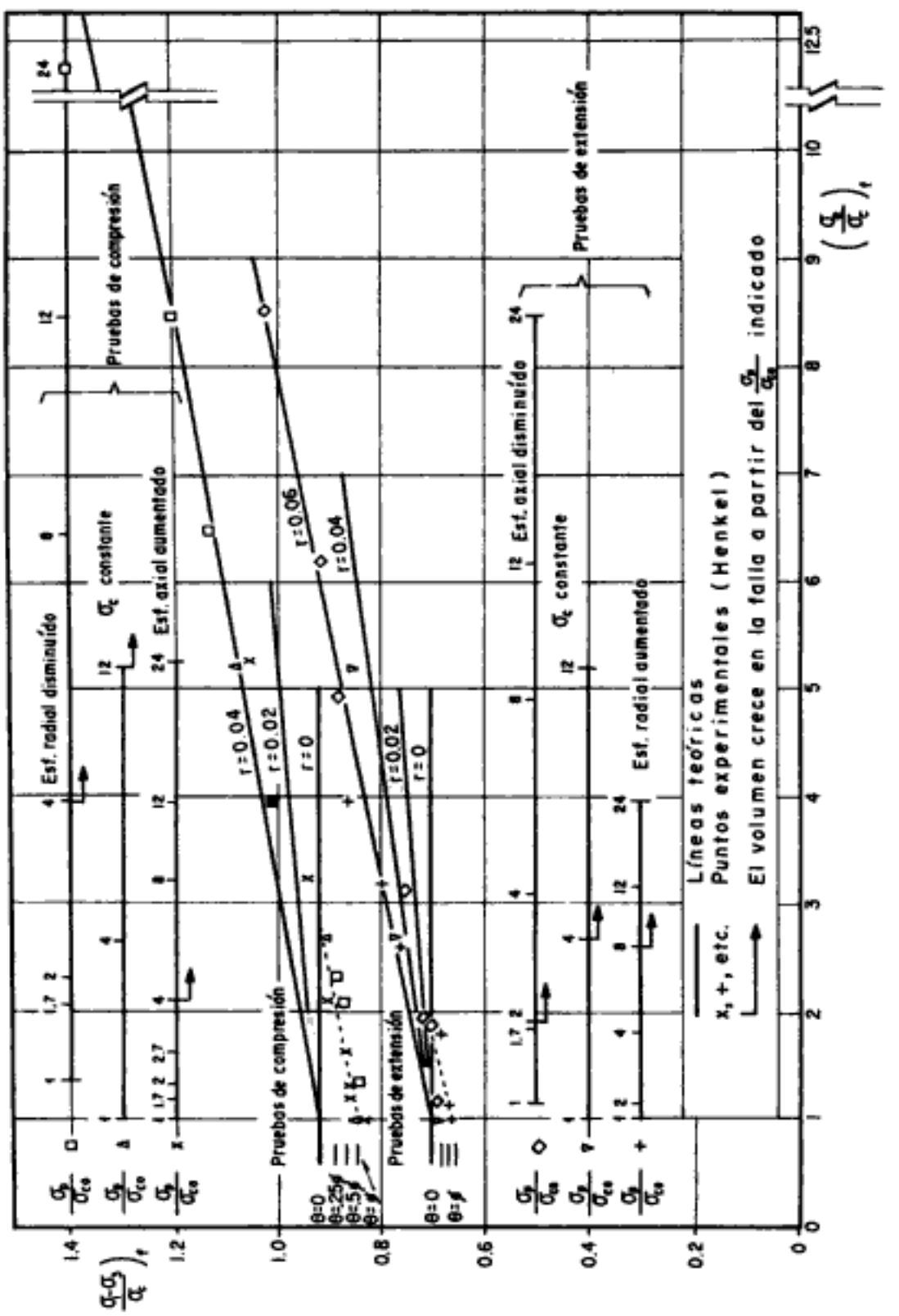


Figura XIII-10. Resistencias en pruebas drenadas de la arcilla de Weald.

Copyrighted material

Hidden page

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)_f = \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3}\right)_f} =$$

$$= \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \quad \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}}$$

$$\therefore \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)_f = \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \frac{1}{3} \operatorname{sen} \phi} = \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 + \frac{1}{3} \operatorname{sen} \phi} \tag{13–146}$$

Las expresiones (13–145) y (13–146) pueden escribirse en una sola como:

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}\right)_f = \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 \mp \frac{1}{3} \operatorname{sen} \phi} \tag{13–147}$$

en donde, como siempre, el doble signo funciona según la convención adoptada y tantas veces mencionada.

Obsérvese que la expresión (13–147) coincide con la expresión (13–105) como debe ser, ya que esta última expresión se refiere al caso de pruebas de $\sigma_c = \text{cte}$ y por lo tanto, en ellas, $\sigma_c = \sigma_{co}$.

Obsérvese también la similitud de la expresión (13–147) con la expresión (13–132) para el caso $r = 0$.

Las expresiones de las resistencias para el caso general en que las superficies de fluencia están inclinadas $45° + \frac{\theta}{2}$ no se obtendrán aquí. Pueden consultarse en la Ref. 5. Como es natural, las resistencias para inclinaciones intermedias de las superficies de falla, entre $\theta = 0$ y $\theta = \phi$ serán intermedias a las correspondientes a dichas inclinaciones y se han anotado en la Fig. XIII-10 para los casos considerados.

Por lo que respecta a las resistencias experimentales contenidas en la Fig. XIII-10 pueden hacerse las siguientes observaciones:

Para las pruebas de compresión y extensión en que $\sigma_c = \text{cte}$. los factores de preconsolidación en el instante de la falla son iguales a los iniciales y, por lo tanto, la relación que guardan con los grados de preconsolidación son los anotados en las expresiones (13–82). Estos grados de preconsolidación se han registrado en la Fig. XIII-10 para los casos de las pruebas realizadas. Para los casos en que σ_c varía durante la prueba, los factores de preconsolidación en el instante de la falla se han obtenido a partir de la expresión (13–142). Los factores de preconsolidación en el instante de la falla serán menores o mayores que los iniciales según que σ_c aumente o disminuya, respectivamente, durante la prueba. Así, puede observarse en la Fig. XIII-10 que para un grado de preconsolida-

Copyrighted material

ción de 12, por ejemplo, corresponde un factor de preconsolidación de 5.2 para el caso σ_c = cte., expresiones (13–82). El factor de preconsolidación correspondiente es menor para el caso de la prueba realizada aumentando el esfuerzo axial y su valor disminuye aún más para el caso de la prueba realizada aumentando el esfuerzo radial. El factor de preconsolidación aumenta, en cambio, en el caso de la prueba realizada disminuyendo el esfuerzo axial y aumenta aún más para el caso de la prueba realizada disminuyendo el esfuerzo radial. En la Fig. XIII-10 se han registrado todas estas relaciones para las diferentes pruebas realizadas.

En la Fig. XIII-10 se han anotado las resistencias de los diferentes tipos de pruebas triaxiales por medio de símbolos diferentes. Sin embargo, puede observarse que los diferentes resultados se agrupan según tendencias generales bien demarcadas, una en las pruebas de compresión y otra en las pruebas de extensión. En la figura se ha incluido el dato del grado de preconsolidación a partir del cual las muestras, en el instante de la falla, mostraban aún incremento de volumen al seguir aumentando la deformación.

El comportamiento general, puede afirmarse, es como sigue: inicialmente, para $\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c}\right)_f = 1$ las resistencias corresponden al caso $\theta = \phi$ o sea una inclinación de las superficies de fluencia igual a $45° + \frac{\theta}{2}$. Conforme $\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c}\right)_f$ aumenta, las resistencias aumentan correspondiendo a inclinaciones menores de las superficies de fluencia. Para valores de $\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c}\right)_f = 2.75$ para las pruebas de compresión y $\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c}\right)_f = 1.75$ para las pruebas de extensión, las resistencias corresponden a inclinaciones de las superficies de fluencia de 45°. Para factores de preconsolidación mayores las resistencias muestran ya la influencia del esfuerzo almacenado $r(\sigma_e - \sigma_c)$, al principio con valores de r pequeños, pero luego el valor de r tiende a estabilizarse en $r = 0.04$ para las pruebas de compresión y $r = 0.06$ para las pruebas de extensión. Compárense estos valores con los obtenidos en pruebas no drenadas. Allá se obtuvieron $r = 0.04$ y $r = 0.08$ para las pruebas de compresión y de extensión respectivamente.

Un hecho importante es que cuando en la resistencia se tiene la influencia del esfuerzo almacenado también se tiene que el espécimen muestra incremento de volumen, en el instante de la falla, al proseguir la deformación. Esto fue así para todos los casos excepto el correspondiente a las pruebas de compresión aumentando el esfuerzo axial en que, por así decirlo, el incremento de volumen en la falla se adelantó un poco, como puede observarse en la Fig. XIII-10. Esto puede ser indicativo de que para planos de fluencia cercanos, pero que aún no son de 45° ya empieza a tener influencia la presión almacenada. Estos son de los puntos, como ya se indicó anteriormente, que requieren, en el futuro, mayor experimentación y estudio. En la Fig. XIII-10 se han incluido los datos

Copyrighted material

correspondientes a los grados de preconsolidación de 1.7 y 2.7, cuyos datos no se incluyeron en la tabla XIII-2.

En lo que respecta a los cambios volumétricos, éstos pueden calcularse a partir de la ecuación (13–120) y compararse con los experimentales medidos en las pruebas realizadas. En la aplicación de la expresión (13–120) se han considerado los valores ya anotados para los parámetros involucrados: $\alpha = 0.35$, $\gamma = 0.060$ y $\rho = 1/3$, dados por las expresiones (13–57) y (13–77). Los valores usados para los factores de preconsolidación iniciales fueron nuevamente los experimentales anotados en las expresiones (13–82). La función de sensitividad y está dada, como se indicó, por la expresión (13–90), la cual requiere a su vez de la expresión (13–89). Las resistencias drenadas y no drenadas para la aplicación de la expresión (13–89) son las reportadas en la tabla XIII-2 y en las expresiones (13–75) y (13–76) respectivamente. Para el instante de la falla, por supuesto, $y = 1$.

En la Fig. XIII-11 se presenta una comparación de los cambios de volumen teóricos calculados con la expresión (13–120) para el instante de la falla, con los valores experimentales. Esta gráfica presenta como abscisa los grados de preconsolidación iniciales $\frac{\sigma_p}{\sigma_{co}}$ y en las ordenadas aparecen los cambios volumétricos $\frac{\Delta V}{V_o}$, como porcentaje. Las curvas con trazo continuo representan los cambios volumétricos calculados para las pruebas de compresión y las de trazo discontinuo para las pruebas de extensión. Puede observarse que para $\sigma_c = \text{cte.}$, las curvas de las pruebas de compresión y extensión coinciden. Los valores experimentales se han representado con los símbolos anotados para las diversas pruebas. Un aspecto importante es el de que para valores de preconsolidación altos el incremento de volumen no está dado por un valor fijo. Esto se debe a que para el valor del esfuerzo de falla, el volumen sigue creciendo al aumentar la deformación, como ya se ha expuesto con anterioridad. En la figura se ha indicado el intervalo de variación de los incrementos de volumen para estos casos. Las gráficas esfuerzo-deformación que ilustran lo anteriormente expuesto no se incluyen en esta presentación.

En la Fig. XIII-11 puede observarse, como era de esperar, que la curva superior es la correspondiente al caso en que se disminuye el esfuerzo radial. Para un cierto grado de preconsolidación de la arcilla, este tipo de prueba es la que presenta la máxima expansión por el efecto de la disminución en la componente isotrópica de los esfuerzos. Esta curva es seguida por la correspondiente al tipo de pruebas en que se disminuye el esfuerzo axial, después por la $\sigma_c = \text{cte}$, posteriormente por la de esfuerzo axial aumentado, para ocupar el lugar inferior la correspondiente a esfuerzo radial aumentado. En este último caso la muestra normalmente consolidada es la que tiene la mayor disminución del volumen y aún para la muestra preconsolidada con $\frac{\sigma_p}{\sigma_{co}} = 24$, el decremento de volumen debido al aumento de componente isotrópica en los

Copyrighted material

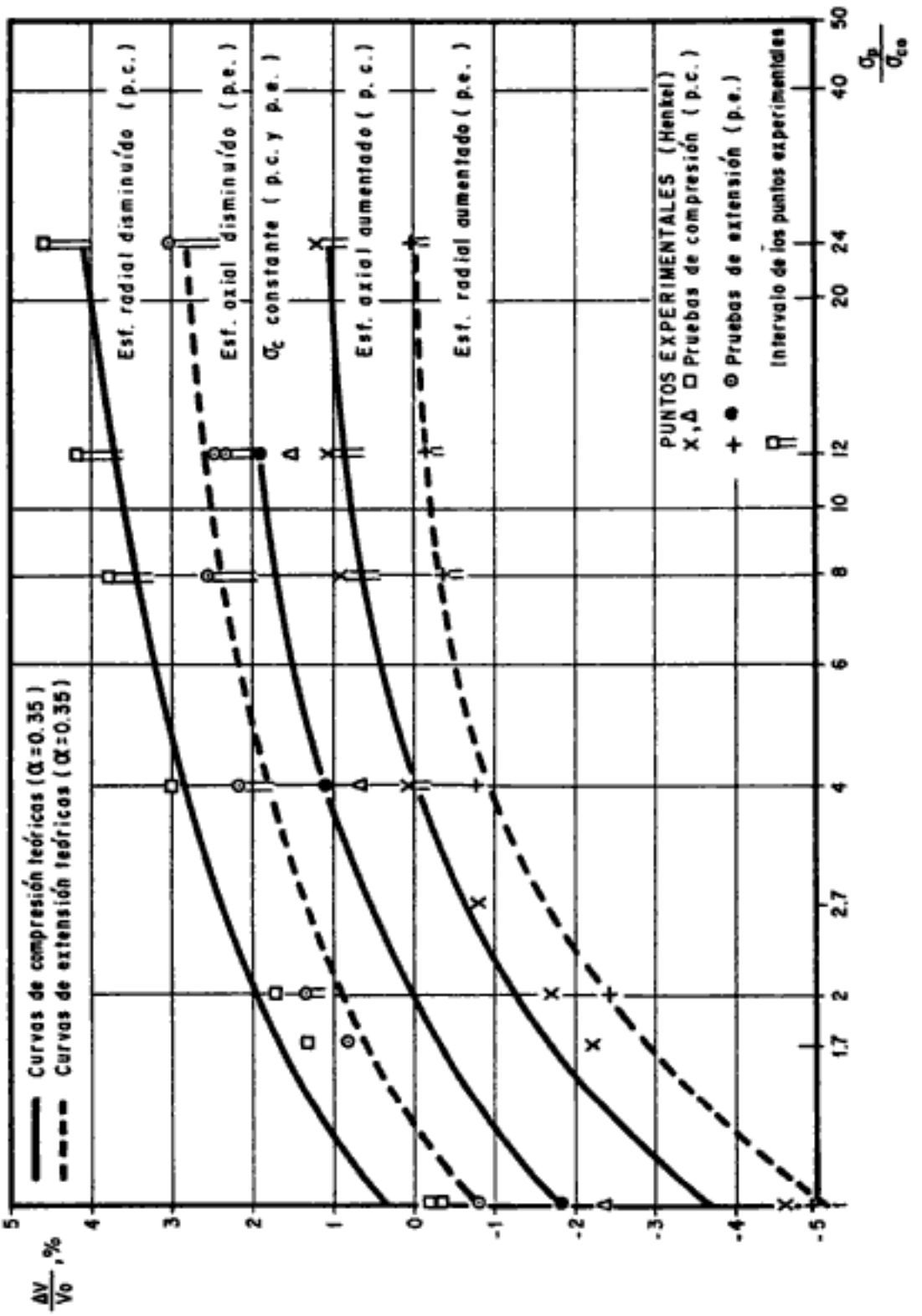


Figura XIII-11. Cambios volumétricos en la falla. Arcilla de Weald.

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

Hidden page

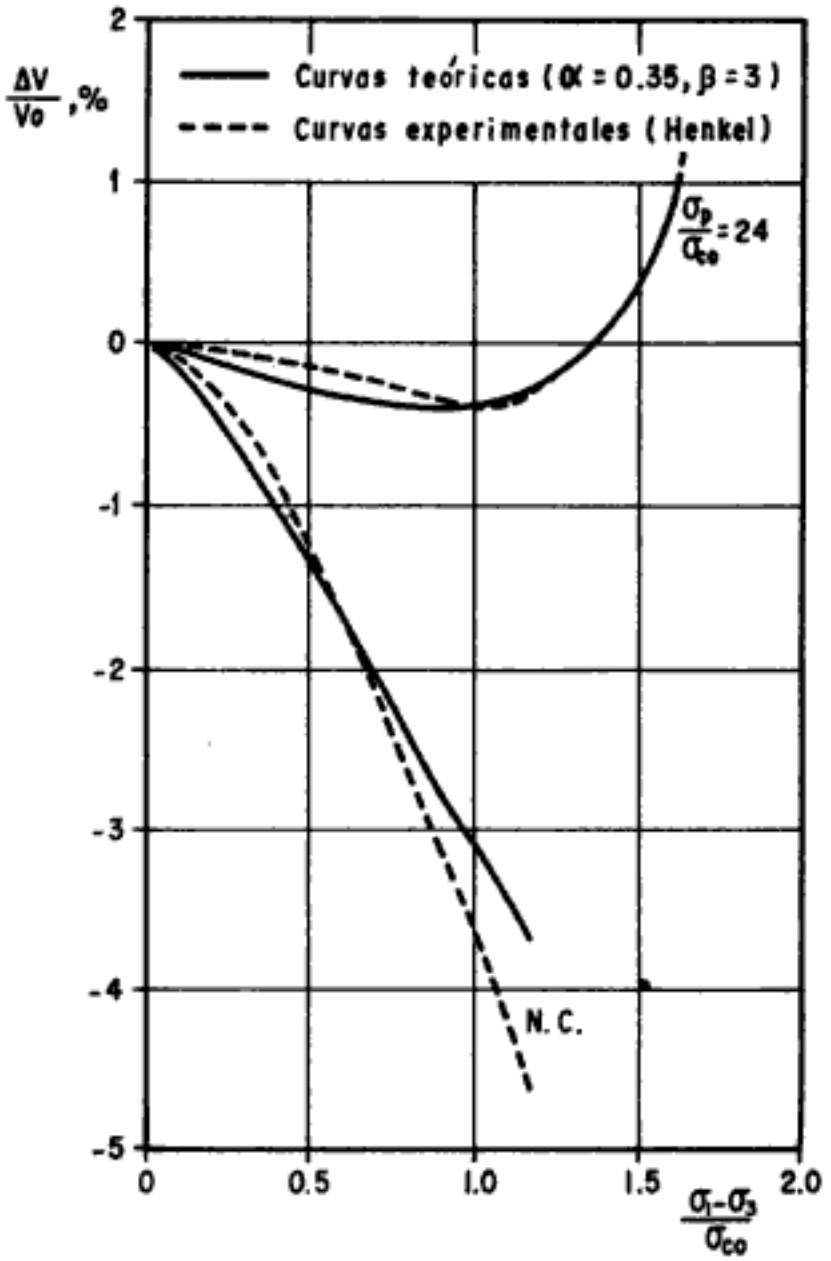


Figura XIII-16. Pruebas de compresión drenadas. Esf. axial aumentado. Arcilla de Weald.

En estas figuras, las curvas teóricas aparecen con trazo continuo y las curvas experimentales con trazo discontinuo. A continuación se presentan algunos comentarios al respecto.

En la Fig. XIII-12, correspondiente a las pruebas de compresión drenadas realizadas disminuyendo el esfuerzo radial, se observa, para el caso normalmente consolidado, que la muestra sufrió primeramente una pequeña expansión para después disminuir de volumen. La expansión primera se debe a un predominio del aumento de volumen por disminución de la componente isotrópica de los esfuerzos, mientras que la compresión volumétrica siguiente se debe a un predominio de la disminución de volumen por perturbación de la estructura normalmente consolidada, por los esfuerzos cortantes (deformación al cortante). Esta primera expansión

Copyrighted material

Hidden page

influye prácticamente. En los casos con σ_c = cte. (Figs. XIII-14 y XIII-15), la expansión que exhiben las muestras se debe, puede afirmarse, únicamente a la perturbación de la estructura preconsolidada de ellas. Para los casos σ_c creciente, al inicio de las pruebas, cuando la perturbación de la estructura es pequeña, se tiene un predominio del aumento en σ_c y correspondientemente las muestras exhiben una disminución de volumen; sin embargo, hacia el final de las pruebas se tiene la influencia importante de la expansión por perturbación de la estructura preconsolidada y se observa un incremento en los volúmenes. En el caso de la Fig. XIII-17, correspondiente a esfuerzo radial aumentado, se tiene que, en la falla, la compresión por aumento en σ_c se ve compensada con la expansión por perturbación de la estructura preconsolidada, con el resultado neto de cambio de volumen es prácticamente nulo. Nuevamente puede observarse que la coincidencia de las curvas teóricas con las experimentales es muy aceptable.

Antes de terminar esta sección es conveniente incluir breves comentarios sobre el grado con que la teoría predice el comportamiento de la arcilla de Weald en las pruebas triaxiales comunes de laboratorio. En primer lugar se estima que, desde el punto de vista teórico, la coincidencia de las curvas se mejorará cuando se tomen en cuenta, por una parte, las deformaciones diferidas, tanto de tipo volumétrico (consolidación secundaria) como las de tipo desviador y, por otra parte, se exprese a la función de sensitividad en función de las deformaciones al cortante en lugar de expresarse en función de esfuerzos. Sin embargo, esto último presenta, en el momento actual, algunos problemas debido a los problemas mismos de la definición y medición de las deformaciones finitas. Y, por supuesto, las diferencias entre las curvas teóricas y las experimentales incluyen siempre la calidad de la propia prueba y el grado de precisión con que las distintas mediciones (de deformaciones y de presiones) sean realizadas en el laboratorio.

XIII-7. Gráficas esfuerzo-deformación en arcillas

Una teoría general esfuerzo-deformación para arcillas, análoga a la que ha sido expuesta en los párrafos precedentes con relación al comportamiento volumétrico en pruebas triaxiales drenadas y al comportamiento de presiones de poro en pruebas triaxiales no drenadas no existe aún hoy en día (1974). Sin embargo, puede vislumbrarse que no está lejos el día en que dichas teorías hagan su aparición, tomando en cuenta el gran interés existente en la actualidad por lograr teorías comprensivas de este fenómeno. Uno de los problemas principales es el referente al concepto de deformaciones tangenciales, sobre todo cuando se pasa de las deformaciones infinitesimales (muy pequeñas como las que se tienen en materiales como el acero) a las deformaciones finitas. Una teoría nueva para las deformaciones tangenciales que abarca tanto las deformaciones infinitesimales como las finitas ha sido propuesta en las Refs. 8 y 9.

Copyrighted material

En lo que sigue se presentarán algunas de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas para la arcilla de Weald en la Universidad de Londres, las cuales nuevamente fueron proporcionadas a Eulalio Juárez Badillo por D. J. Henkel, y se acompañarán de algunos comentarios de carácter general y que corresponden a extensiones a este fenómeno de las ideas básicas que dieron lugar a las teorías expuestas en las secciones precedentes.

En primer lugar es pertinente mencionar que cada vez más se reconoce la mayor racionalidad de las deformaciones naturales usadas por Hencky sobre las deformaciones comunes definidas por Cauchy (Ref. 10). Las definiciones de estas deformaciones se exponen a continuación.

La definición de deformación lineal que con mucho es la que más se ha usado en el pasado es la denominada común (Cauchy), que se define como:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta l}{l_o} \tag{13–148}$$

en donde Δl es el incremento de longitud que ha experimentado un material de longitud inicial l_o, en tal forma que si l es la nueva longitud, Δl está dada por

$$\Delta l = l - l_o \tag{13–149}$$

La definición de deformación lineal dada por Hencky y denominada deformación natural considera que si una longitud x cambia en una magnitud infinitesimal dx, la deformación infinitesimal instantánea $d\varepsilon$ está dada por

$$d\varepsilon = \frac{dx}{x} \tag{13–150}$$

y que si un material de longitud inicial l_o pasa a una nueva longitud l, la deformación experimentada es la suma de todas las deformaciones instantáneas para todas las longitudes x comprendidas precisamente entre l_o y l. En esta forma, entonces, la deformación natural, ε_h, está definida por:

$$\varepsilon_H = \int_{l_o}^{l} \frac{dx}{x} = \Big[\ln x\Big]_{l_o}^{l} = \ln \frac{l}{l_o} \tag{13–151}$$

Cuando las deformaciones son pequeñas se puede escribir que

$$\ln \frac{l}{l_o} = \ln\left(1 + \frac{\Delta l}{l_o}\right) = \frac{\Delta l}{l_o} - \frac{1}{2}\left(\frac{\Delta l}{l_o}\right)^2 + \cdots \tag{13–152}$$

que liga las deformaciones de Cauchy ε_c con las de Hencky ε_H. Si las deformaciones son muy pequeñas, ambas coinciden prácticamente. Sin embargo, al crecer la deformación, los valores dados por ambas definiciones se apartan entre sí cada vez más. La Fig. XIII-18 muestra una tabla y una gráfica que liga estas dos deformaciones.

Copyrighted material

Hidden page

frecuente no hacer distinción explícita del signo de las deformaciones, considerando que ello no se presta a confusiones una vez que se indica claramente el tipo de prueba que se está considerando. Este último criterio es el que se ha seguido en las figuras que se presentan en esta sección.

Por último, es pertinente recordar que una prueba triaxial puede ser de esfuerzo controlado, en la que se va aumentando (o disminuyendo) la carga y se van midiendo las deformaciones correspondientes o bien puede ser de deformación controlada, en la que se va deformando la muestra y se van midiendo las cargas correspondientes.

Cuando el tipo de falla es plástica, cualquiera de los dos tipos de prueba triaxial proporciona una gráfica de esfuerzo-deformación hasta grandes deformaciones. Sin embargo, cuando el tipo de falla es frágil, una prueba de esfuerzo controlado proporciona la gráfica esfuerzo-deformación hasta la resistencia máxima, en cuyo momento la muestra colapsa. Si la prueba que se efectúa en este último caso es de deformación controlada, la gráfica esfuerzo-deformación puede obtenerse más allá de la resistencia máxima, midiendo las cargas (menores que la máxima) que son necesarias para ir dando las deformaciones siguientes. En las gráficas que se presentan, las pruebas se realizaron con deformación controlada, por lo que las gráficas llegan únicamente hasta la resistencia máxima mostrada por las muestras ensayadas.

Por último, es conveniente también recordar que las ideas de falla plástica o falla frágil están íntimamente ligadas al nivel de esfuerzos. Una muestra normalmente consolidada siempre presenta tipo de falla plástica, mientras que una muestra preconsolidada presentará un tipo de falla tanto más frágil cuanto más alto sea su grado de preconsolidación o aún mejor, cuanto más alto sea su "factor de preconsolidación" en el instante de la falla y ello simplemente porque en el instante de la resistencia máxima se tiene en estos casos la influencia del esfuerzo almacenado $\tau\ (\sigma_e - \sigma_c)$ en la resistencia, el cual tiende a desaparecer conforme la deformación aumenta. En los casos en que aparece un plano de falla, este sumando de la resistencia se anula y únicamente quedará vigente la resistencia debida al esfuerzo efectivo actuante en dicho plano de falla.

Al crecer la deformación al cortante excesivamente, sobre todo al formarse un plano de falla, se tiene además el efecto de reorientación de las partículas en la zona vecina al plano de falla, que conduce progresivamente de una estructura "al azar", a una estructura dispersa fuertemente orientada, con una disminución correlativa de la resistencia por disminución del ángulo de fricción interna a su valor residual, como ya se ha expuesto en la sección XII-19 de este volumen.

Las gráficas esfuerzo-deformación que siguen se han acompañado de las gráficas correspondientes de presiones de poro-deformación y deformación volumétrica-deformación para las pruebas no drenadas y drenadas respectivamente. Ello se ha hecho así para proveer al lector de una visión en conjunto más completa del fenómeno y aun cuando las gráficas de presiones de poro y de deformaciones volumétricas ya han sido expuestas y discutidas en las secciones precedentes.

Copyrighted material

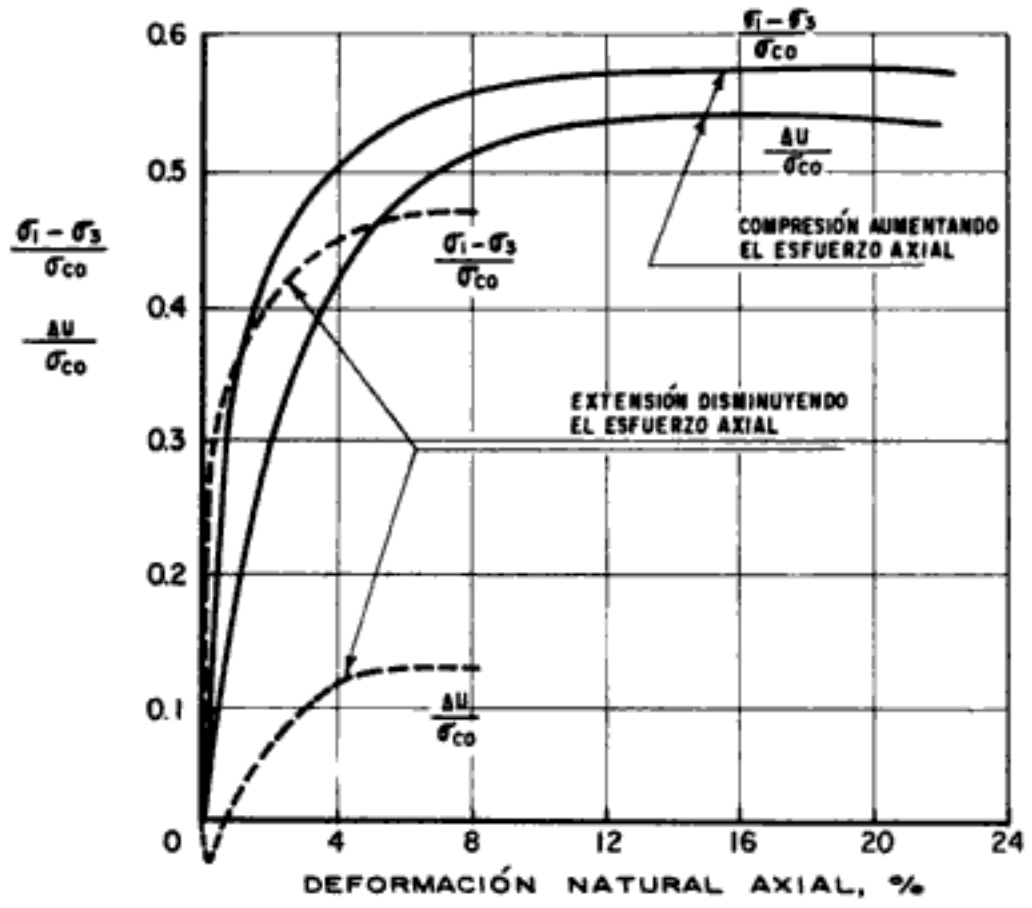


Figura XIII-19. Pruebas no drenadas en arcilla de Weald normalmente consolidada.

En la Fig. XIII-19 se presentan las gráficas correspondientes a pruebas no drenadas en la arcilla de Weald normalmente consolidada. Con trazo continuo se presentan las curvas correspondientes para la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial y con trazo discontinuo se presentan las curvas correspondientes a la prueba de extensión disminuyendo el esfuerzo axial.

Un punto importante al cual debe dársele amplia consideración es el de que estas curvas son independientes de la presión de consolidación σ_{co}. Es esta circunstancia lo que permite dibujarlas precisamente en gráficas adimensionales. Este hecho significa sencillamente que si la presión de consolidación se duplica, se duplica también la resistencia así como el esfuerzo axial requerido para alcanzar una deformación axial dada, así como también se duplica la presión de poro para esa deformación dada. Y análogamente para cualquier otro factor por el que se multiplique σ_{co}. Aunque esto ya se ha puesto de manifiesto en las gráficas presentadas en las secciones anteriores, su importancia amerita insistir en ello sobre todo ahora que se tratan las curvas de esfuerzo-deformación. Y esto es así también para el caso de pruebas no drenadas en muestras preconsolidadas siempre y cuando se mantenga constante el grado de preconsolidación Fig. XIII-20. Algo completamente similar puede afirmarse para las pruebas drenadas en ambos tipos de muestras, normalmente consolidadas y pre-

Copyrighted material

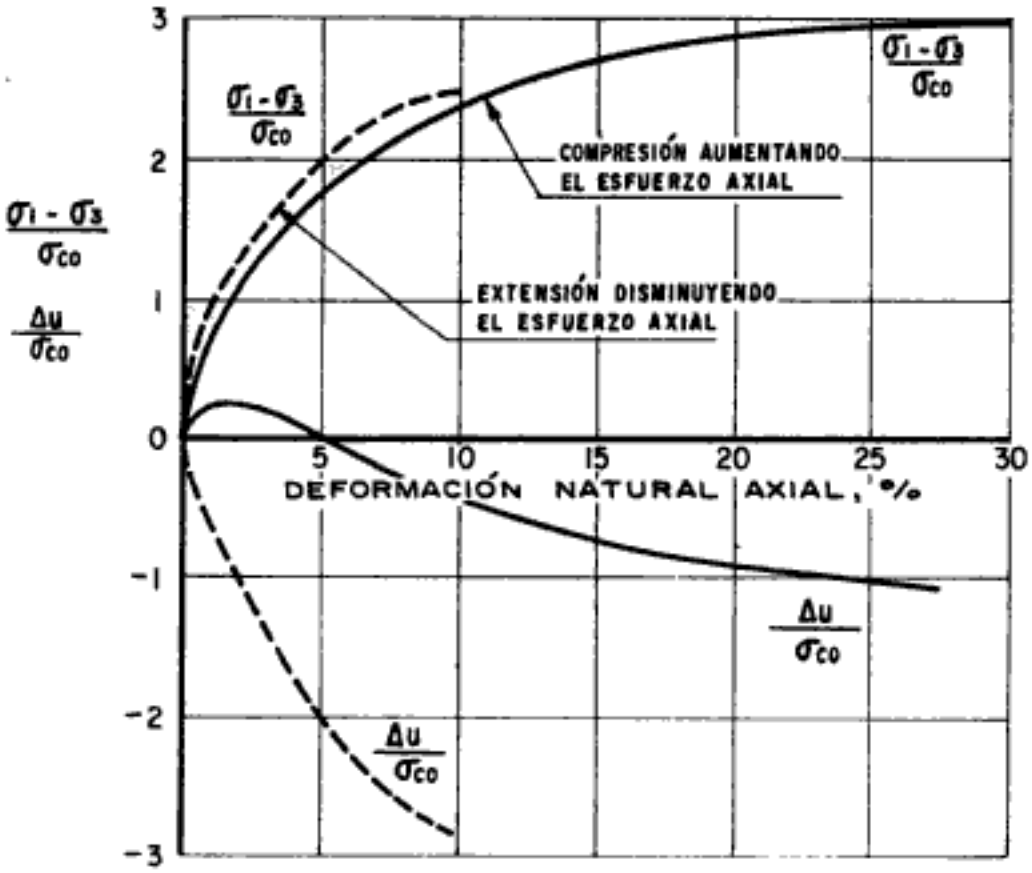


Figura XIII-20. Pruebas no drenadas an arcillas de Weald preconsolidada, $\frac{\sigma_p}{\sigma_{co}} = 24$.

consolidadas como se muestra en las Figs. XIII-21 y XIII-22. En este caso las gráficas dependen de la forma como se realice la prueba de compresión o la prueba de extensión.

Volviendo a la Fig. XIII-19 se observa que la resistencia en la prueba de compresión es mayor que en la prueba de extensión, punto que ya se discutió con referencia a la Fig. XIII-2. En aquella ocasión se vio asimismo con referencia a la Fig. XIII-3 que las resistencias en ambos tipos de pruebas eran las mismas si las pruebas se realizaban variando el esfuerzo lateral en lugar del esfuerzo vertical y, aún más, que la resistencia en prueba de compresión era independiente de como se hiciesen variar los esfuerzos axial y lateral, pudiéndose afirmar lo mismo con respecto a la prueba de extensión. Ahora, con respecto a las curvas esfuerzo-deformación, puede afirmarse algo similar: la curva esfuerzo-deformación para la prueba de compresión es la misma independientemente de como se realice dicha prueba de compresión, si aumentando el esfuerzo axial, si disminuyendo el esfuerzo lateral, o aumentando el axial y disminuyendo el lateral simultáneamente de acuerdo a algún criterio prefijado como por ejemplo, manteniendo el esfuerzo promedio constante (σ_c = cte.). Lo que sí va a variar dependiendo de como se realice la prueba de compresión es la curva de presión de poro-deformación. Algo totalmente similar

Copyrighted material

puede afirmarse para el caso de la prueba de extensión. En este caso obsérvese cómo la presión de poro disminuye inicialmente debido a la disminución de presión isotrópica para después aumentar debido a la componente positiva por perturbación de la estructura. Compárense estas gráficas con las de la Fig. XIII-4.

La Fig. XIII-20 presenta las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación para el caso de pruebas no drenadas en la arcilla de Weald con un grado de preconsolidación de 24. Aquí nuevamente se observa mayor resistencia en la prueba de compresión con respecto a la prueba de extensión. Compárese con las Figs. XIII-6 y XIII-7. En las gráficas de presión de poro-deformación se observa cómo, en la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial, la componente negativa correspondiente a la liberación de la presión almacenada por la estructura de la arcilla al crecer la deformación axial vuelve negativa rápidamente a la presión de poro resultante después de una presión de poro positiva inicial debido al aumento de la componente isotrópica de los esfuerzos. Por otra parte, por razones similares se observa que para el caso de la prueba de extensión disminuyendo el esfuerzo axial la presión de poro siempre aumenta en sentido negativo ya que desde un principio la presión de poro es negativa por el decremento de la componente isotrópica de los esfuerzos exteriores. Compárense estas curvas con las de la Fig. XIII-8. Comparando las gráficas esfuerzo-deformación de las muestras preconsolidadas con las normalmente consolidadas puede afirmarse, lo que por otra parte es obvio, que la rigidez de las muestras aumenta con el grado de preconsolidación en el sentido de que para un mismo valor de σ_{co} la magnitud del esfuerzo $\sigma_1 - \sigma_3$ necesario para obtener una misma deformación axial crece al crecer el grado de preconsolidación, considerando, por supuesto, las pruebas de compresión aparte de las pruebas de extensión. Con respecto al valor de σ_{co} ya ha quedado mencionado que la rigidez es precisamente proporcional al valor de dicha presión de consolidación, conservando constante el grado de preconsolidación.

En la Fig. XIII-21 se presentan las curvas esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación axial para las pruebas triaxiales drenadas realizadas sobre muestras inicialmente normalmente consolidadas de la arcilla de Weald. Se presentan los casos de pruebas de compresión aumentando el esfuerzo axial y disminuyendo el esfuerzo radial (curvas con trazo continuo) y de pruebas de extensión disminuyendo el esfuerzo axial y aumentando el esfuerzo radial. En la parte inferior de la figura se presentan las deformaciones volumétricas correspondientes. Los casos en que el esfuerzo axial o el esfuerzo radial es aumentado, son los únicos, de los presentados en esta figura, en que la muestra se conserva normalmente consolidada durante el proceso de la prueba como se discutió en su oportunidad, y en aquella ocasión se encontró que en esos casos la resistencia $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}$ era la misma para ambas pruebas (Ec. 13–99), lo cual se observa en esta gráfica si bien con una deformación axial (positiva) bastante menor en el caso de la prueba de extensión que la deformación

Copyrighted material

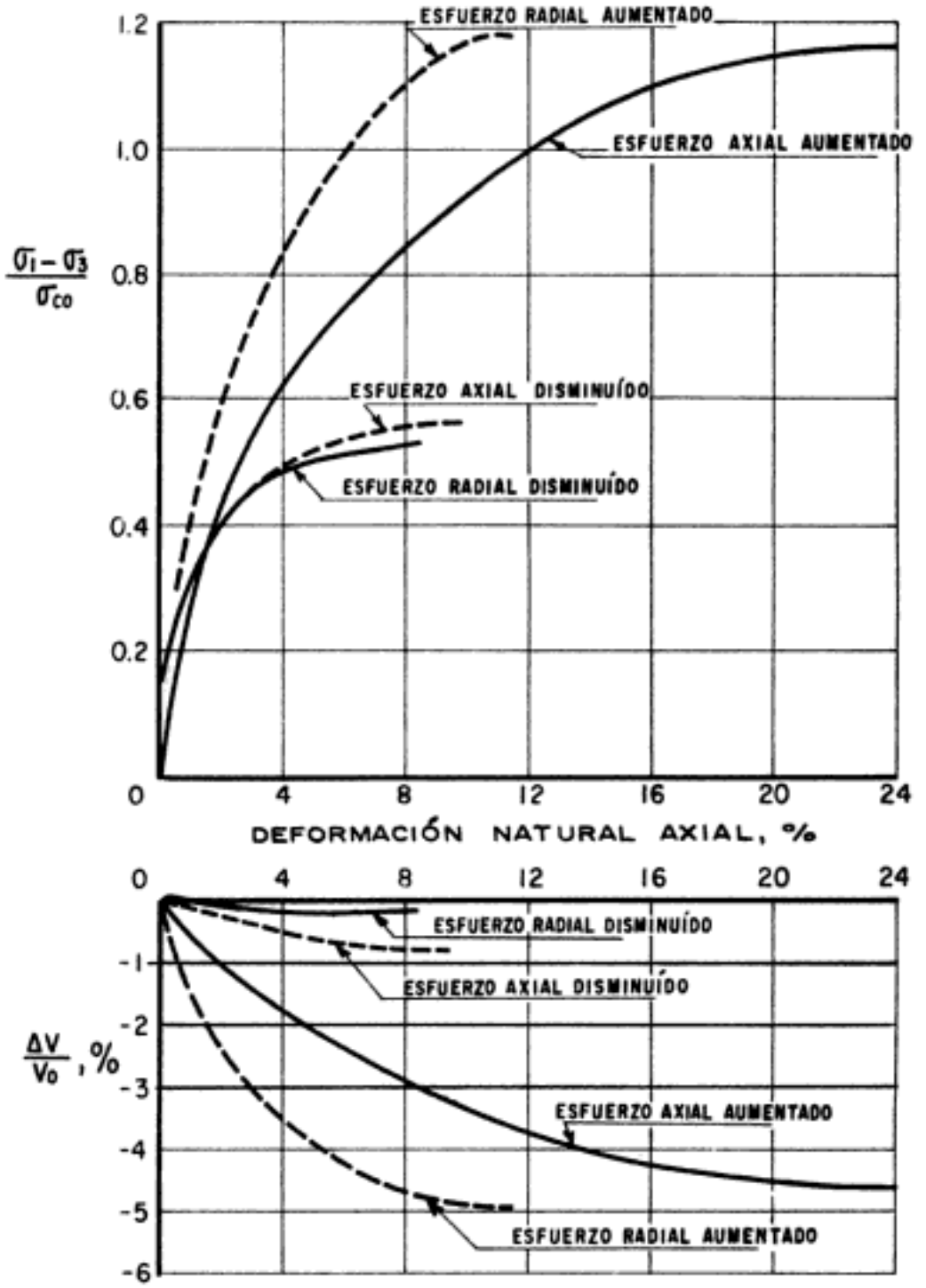


Figura XIII-21. Pruebas drenadas en arcilla de Weald normalmente consolidada.

axial (negativa) en el caso de la prueba de compresión. Las resistencias, para los casos en que el esfuerzo axial o el radial es disminuido, son bastante menores. Este punto ya ha sido discutido con anterioridad. En las curvas de deformación volumétrica-deformación axial, puede observarse la mayor disminución de volumen para el caso en que la componente isotrópica de los esfuerzos crece más durante el proceso de la prueba y que es aquella en que se aumenta el esfuerzo radial. Para el caso de la prueba en que se disminuye el esfuerzo radial logra distinguirse clara-

Copyrighted material

Hidden page

máximas expansiones se observan para el caso de la prueba en que el esfuerzo radial es disminuido mientras que para el caso en que el esfuerzo radial es aumentado se observa la mayor disminución inicial del volumen, el cual es contrarrestado por la expansión subsiguiente haciendo que el cambio volumétrico resultante sea nulo en el instante de la falla. Estos puntos referentes a cambios volumétricos ya han sido tratados con anterioridad en las Figs. XIII-11 a la XIII-17 y las figuras aquí incluidas sencillamente dan otra visión del mismo fenómeno al presentar los cambios volumétricos en función de la deformación axial. Mayores detalles sobre todos estos aspectos pueden consultarse en las referencias ya citadas en su oportunidad.

XIII-8. Compresibilidad de arenas

En épocas relativamente recientes se ha concedido atención a las propiedades de compresibilidad de los suelos granulares, antaño algo descuidadas. Este hecho se debe sobre todo a que en la actualidad son presentes en las obras grandes de ingeniería niveles relativamente altos de esfuerzos.

Una diferencia fundamental entre arenas y arcillas es el hecho de que mientras que en las arcillas puede considerarse que las partículas sólidas prácticamente no están en contacto directo entre ellas, en las arenas, estos contactos existen y por lo tanto, en el comportamiento mecánico de una masa de arena, aparte de los movimientos relativos entre partículas hay que tomar muy en cuenta, sobre todo a niveles altos de esfuerzos, el comportamiento mecánico de las partículas sólidas individuales.

Suponiendo por un momento a las partículas de la arena como infinitamente rígidas, las deformaciones de una masa de arena serán necesariamente el resultado de deslizamientos y giros entre las partículas. Esto es lo que tiende a ocurrir con las arenas reales a niveles bajos de esfuerzo comparados con la rigidez y resistencia de las partículas individuales. Por el contrario, a niveles altos de esfuerzos se tendrá en la deformación de la masa de arena, la colaboración de las deformaciones de las partículas sólidas individuales, así como las posibles rupturas de ellas, sobre todo en las zonas de sus puntos de contacto.

En una masa de arena, las deformaciones, entonces, tienen los dos orígenes mencionados. Cabe señalar que, obviamente, las deformaciones debidas a deslizamientos y giros entre las partículas no son recuperables; es decir, las deformaciones no desaparecen al desaparecer las fuerzas que las produjeron. De las deformaciones del segundo origen, las debidas a rompimiento de partículas tampoco son recuperables; en cambio las debidas a la deformación de las partículas individuales, por lo general, pueden serlo, por ser de tipo elástico.

El comportamiento mecánico de las arenas, que se describirá, puede comprenderse, en parte, si se recuerda el comportamiento mecánico de las arcillas ya descrito en los capítulos anteriores y se considera a la masa de arena constituida por partículas de arcilla muy fuertemente preconsolidadas (partículas de arena), las cuales están arregladas entre sí en una

Copyrighted material

estructura normalmente consolidada (arena suelta) o una estructura preconsolidada (arena compacta). Por supuesto que esto de la estructura normalmente consolidada o preconsolidada está en relación con el nivel de esfuerzos al que se haga trabajar a la masa de arena. Con estas ideas en la mente conviene ahora analizar el comportamiento de la arena bajo diversas condiciones de prueba.

A. Compresibilidad en compresión isotrópica

Al someter una muestra de arena a una presión igual en todas direcciones (isotrópica), aun cuando el estado de esfuerzos macroscópico indicaría que existen sólo esfuerzos normales de compresión en todas las direcciones, pero sin haber esfuerzos cortantes, si se desciende al nivel de las dimensiones de las partículas, los experimentos demuestran que en los contactos entre ellas pueden existir esfuerzos tangenciales. Esto puede explicarse tomando en cuenta que en la estructura de la arena se producen toda una serie de pequeños colapsos y movimientos relativos en las partículas que hayan quedado en posiciones desfavorables, tendiendo el arreglo general a formas más estables. Al aumentar los esfuerzos exteriores de compresión se tiene además una componente más de deformación por la condición elástica de las partículas; las dos causas contribuyen a la deformación volumétrica total. Si el nivel de esfuerzos exteriores continúa aumentando se llegará a un momento en que las fuerzas de contacto entre las partículas alcancen la resistencia de los minerales que formen a éstas y, a partir de este punto, la ruptura de los granos contribuirá también a la deformación total.

El valor de las fuerzas de contacto ha sido estimado por Marsal (Ref. 12) en los valores que se muestran en la tabla XIII-3.

Diversos investigadores coinciden en fijar el orden de magnitud en el que las arenas naturales empiezan a romper sus granos en 50 kg/cm² y el efecto llega a ser muy importante a partir de 150 kg/cm². Si la presión

Tabla XIII-3 (Ref. 12)

Valores estimados de fuerzas de contacto medias entre partículas de arena

Tipo de suelo	Diámetro de las partículas, mm.	Fuerza media de contacto (gr) para un esfuerzo macroscópico de		
		1 kg/cm²	10 kg/cm²	100 kg/cm²
Grava	60	3	30	300
	2.0	0.003	0.03	0.3
Arena	0.06	3×10^{-6}	3×10^{-5}	3×10^{-4}
Limo	0.002	3×10^{-9}	3×10^{-8}	3×10^{-7}

Copyrighted material

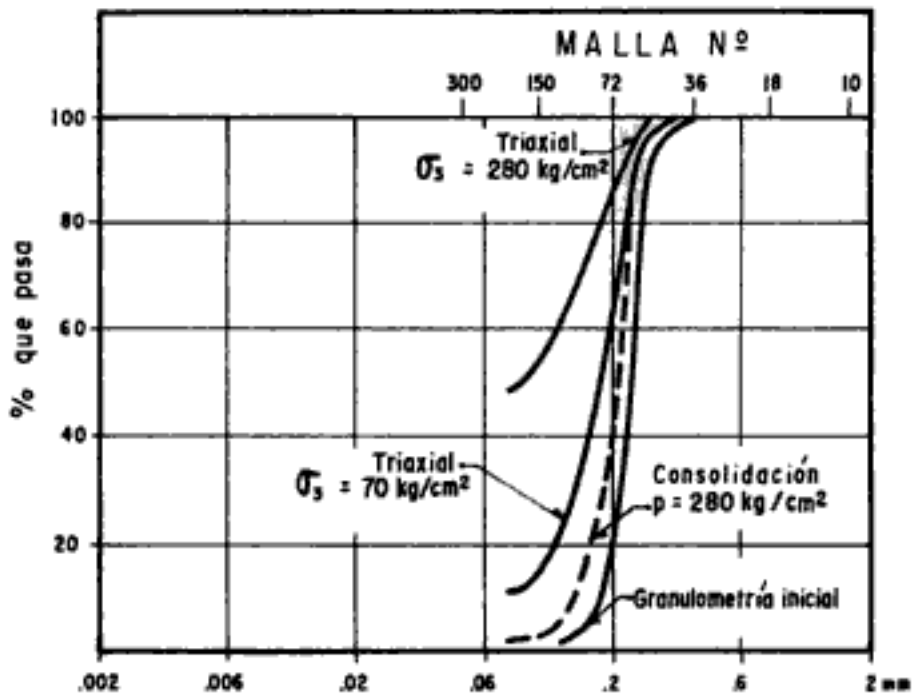
va siendo menor, pero en la parte *c* se nota que para presiones en el orden de 250 kg/cm², los decrementos de volumen aumentan con relativa brusquedad, produciéndose algo parecido a un quiebre en la curva, que después retoma la forma típica, con decrementos de volumen cada vez menores. La explicación de esta irregularidad está en que al nivel 250 kg/cm² ha adquirido importancia preponderante la ruptura de granos y, por supuesto, al aumentar aún más la presión las disminuciones de volumen son menores por ocurrir en una masa de arena con menos vacíos. Los niveles de esfuerzos en que el efecto de ruptura de granos es preponderante dependen sobre todo de la resistencia individual de ellos; a igual resistencia individual, el nivel de esfuerzo de ruptura es menor cuanto mayor sea el tamaño de las partículas y cuanto más angulosas sean y también cuanto más suelta y uniforme sea la arena.

C. Compresibilidad en compresión triaxial.

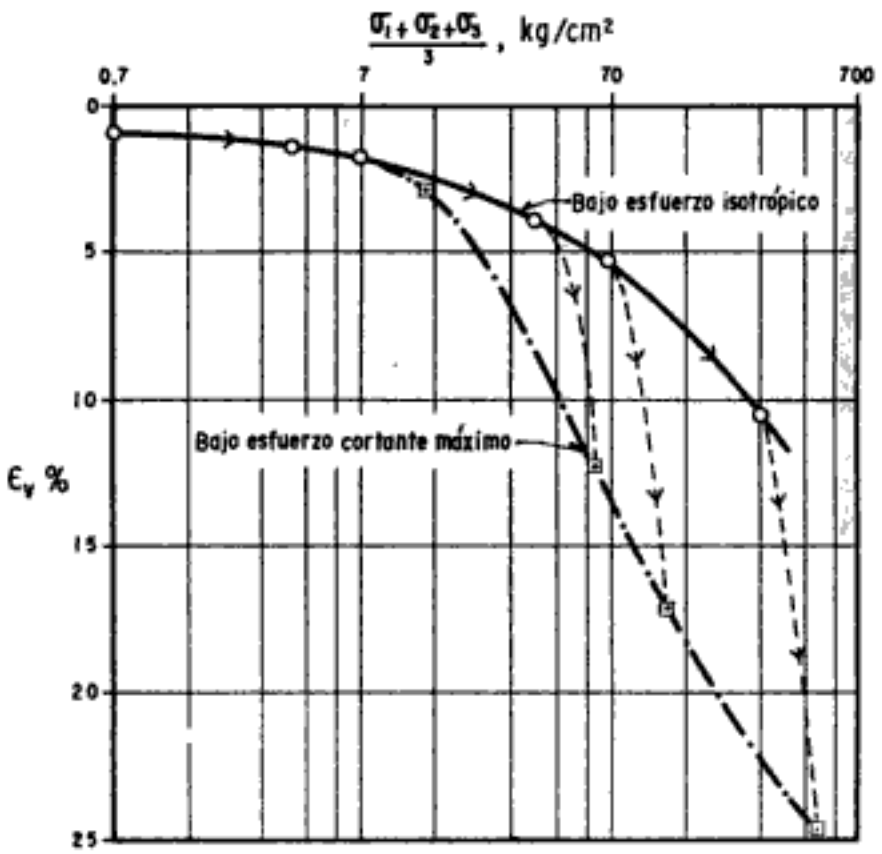
El comportamiento volumétrico de una arena en compresión triaxial puede visualizarse si se siguen los lineamientos expuestos para el caso de las arcillas, en partes anteriores de este capítulo. La prueba más usada hasta ahora ha sido aquella en que se aumenta la presión axial, una vez sujetada la arena a una presión de cámara. Al aumentar la presión vertical se está, por una parte, aumentando la componente isotrópica de los esfuerzos y, por otra, introduciendo esfuerzos cortantes. El aumento en la componente isotrópica hará disminuir el volumen de la arena, aunque, como es obvio, esta disminución será poco importante relativamente. El aumento de los esfuerzos cortantes introduce distorsión o cambio de forma; esta deformación perturba la estructura de la arena y, si ésta está "idealmente" suelta, hará disminuir el volumen, por aumento de compacidad durante el proceso de deformación; este caso puede asimilarse al de una arcilla normalmente consolidada. Si la arena fuera "idealmente" compacta y el nivel de esfuerzos aplicados es bajo respecto a la resistencia de las partículas individuales, el proceso de cambio de forma producirá un aumento de volumen. Este caso es similar al de las arcillas preconsolidadas. Si a esta misma muestra se la prueba a un nivel más alto de esfuerzos, "el efecto de preconsolidación" será menor y el volumen aumentará menos. Si el nivel de esfuerzos alcanza el umbral de ruptura de granos, el comportamiento pasará a ser similar al de una arena suelta, con disminución de volumen durante la deformación.

En la arena suelta la disminución de volumen tiene su límite, a partir del cual la muestra cambia de forma a volumen constante y a esfuerzo desviador también constante (falla plástica). En las arenas compactas y a bajos niveles de esfuerzo, la muestra falla a una resistencia máxima mayor que en las áreas sueltas, por la componente de trabazón de sus granos y el tipo de falla es frágil. Después del valor máximo, el esfuerzo necesario para proseguir la deformación disminuye, tendiendo al mismo valor que se tendría si la arena fuese suelta; a partir de esa condición, la deformación prosigue a volumen constante. A muy altos

Copyrighted material



a.- Influencia en la granulometría



b.- Influencia en la compresibilidad

Figura XIII-24. Influencia de la acción de los esfuerzos cortantes en la granulometría y en la compresibilidad de una arena suelta. (Ref. 14.)

Copyrighted material

excepción, a pruebas triaxiales de compresión hechas aumentando el esfuerzo axial, que, por otra parte, es la más representativa de los fenómenos que ocurren más frecuentemente en las obras prácticas.

Como se comentó cualitativamente en las partes alusivas del capítulo XII, los conceptos más influyentes en el comportamiento esfuerzo-deformación de las arenas son la presión confinante y la compacidad. La resistencia individual de las partículas es un factor condicionante de todos los demás, en el sentido de que influye mucho en el comportamiento la relación que haya entre el nivel de los esfuerzos en la prueba y la resistencia de las partículas. Cuando el nivel de los esfuerzos aplicados alcanza la resistencia de las partículas sobrevienen fenómenos de ruptura de granos, que influyen en el comportamiento esfuerzo-deformación, pero por otra parte, la investigación actual prueba que dicho comportamiento queda influido por la resistencia de las partículas, aun a niveles de esfuerzo bastante por abajo de la ruptura masiva de granos. Por supuesto,

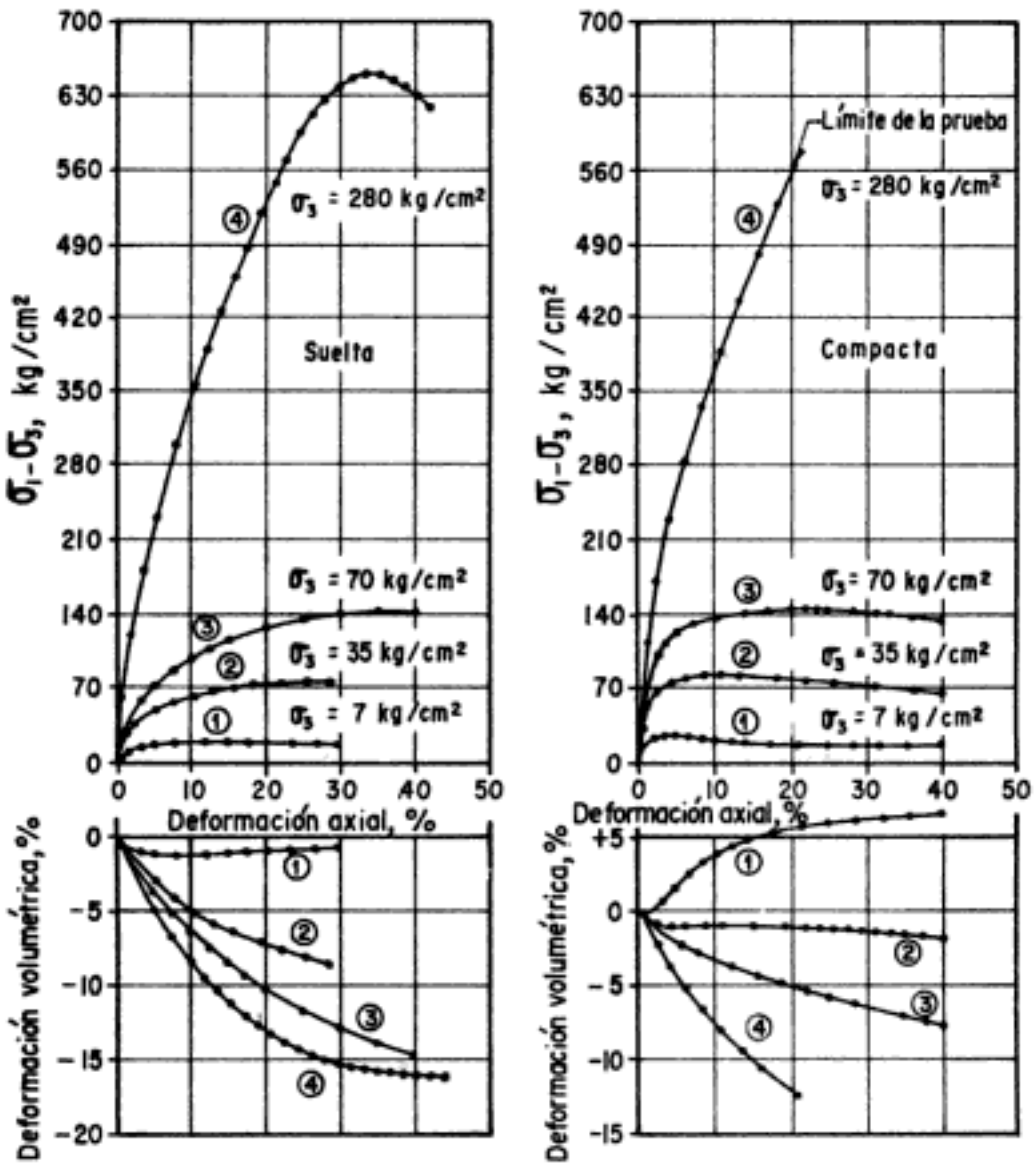


Figura XIII-25. Resultados de pruebas triaxiales drenadas en una arena típica. (Ref. 14.)

Copyrighted material

la compacidad tiene su mayor importancia a niveles de esfuerzo bajos y su importancia relativa disminuye cuando el nivel de esfuerzos crece.

En la Fig. XIII-25 (Ref. 14) aparecen gráficas esfuerzo-deformación obtenidas en pruebas triaxiales drenadas, hechas en la misma arena saturada, típica que se mencionó en la Fig. XIII-24, a diferentes esfuerzos de confinamiento (σ_3). En la parte *a* aparecen las gráficas para la arena suelta y en la *b* para el mismo material, pero en estado compacto. En esta misma figura se presentan las deformaciones volumétricas para cada una de las presiones laterales usadas en las pruebas.

En la arena suelta se observa que conforme aumenta la presión confinante lateral sobre la muestra, la resistencia y la rigidez también crecen; es decir, el esfuerzo máximo que soporta la muestra es mayor y también lo va siendo el esfuerzo necesario para alcanzar una deformación axial dada. Obsérvese que el tipo de falla es plástico, con esfuerzo desviador creciente hasta un valor máximo que ya se mantiene prácticamente constante, excepto en la curva 4, en que por algún efecto no dilucidado se observa cierta tendencia a que disminuya. Por lo que respecta a las deformaciones volumétricas, se nota que son mayores al crecer el esfuerzo confinante y que son sistemáticamente de reducción volumétrica; sin embargo, la curva 1 permite quizá vislumbrar un ligero aumento de volumen al progresar la deformación, lo que llevaría a pensar que la muestra suelta no lo estaba demasiado.

En la arena compacta se observa también el aumento de la resistencia y la rigidez con el aumento de la presión confinante lateral. Además, en la curva 1, la resistencia máxima se alcanza con una deformación axial baja, disminuyendo algo la resistencia, a un valor último, cuando la deformación prosigue. En grado decreciente, el efecto se ve en las curvas 2 y 3, lo que indica claramente la influencia de la trabazón de las partículas en la resistencia máxima de la muestra y el efecto decreciente de aquel factor a medida que aumenta la presión lateral. La curva 4 se interrumpió antes de alcanzar la resistencia máxima. Las deformaciones, volumétricas en este caso, muestran en la curva 1 una pequeña reducción del volumen inicial, seguida rápidamente por un aumento que tiende a un valor máximo, que ya se mantiene constante. La reducción volumétrica es debida al aumento de la componente isotrópica de los esfuerzos, antes de que la deformación axial tenga importancia y el aumento de volumen posterior es el efecto del movimiento relativo de las partículas, producido por los esfuerzos tangenciales. En la curva 2 ya se nota que el efecto de aumento de volumen no es perceptible; el volumen tiende a mantenerse constante tras una muy ligera disminución inicial. Este comportamiento se debe a que la ruptura de granos se ha hecho significativa. En las curvas 3 y 4, el efecto de rompimiento es aún mayor y causa que el volumen disminuya durante todo el proceso de la prueba. La curva 4 se parece ya mucho a su sinónima obtenida en la arena suelta, corroborando que el efecto de la compacidad se diluye mucho a altos niveles de esfuerzo.

Copyrighted material

A altos niveles de esfuerzo las dos curvas 4 también se parecen, pero esto no ocurre a los bajos, siendo la deformación necesaria para alcanzar la resistencia máxima pequeña para el caso de la arena compacta y grande para el caso de la arena suelta. Este último punto tiene gran importancia en las aplicaciones prácticas.

XIII-10. Resistencia de las arenas

En el capítulo XII se presentaron las ideas fundamentales en torno a la resistencia de las arenas, así como las envolventes típicas que se obtienen en muestras sueltas y compactas a los niveles de esfuerzos usuales en la práctica; también se presentaron las ecuaciones empíricas con las que es posible expresar aproximadamente la resistencia en las dos situaciones básicas. En este capítulo se tratarán algunos resultados adicionales, sobre todo en relación al empleo de niveles de esfuerzos altos, con el objeto de hacer ver que los conceptos de que depende la resistencia de las arenas, como el ángulo de fricción interna y la compacidad, están íntimamente ligados a dichos niveles de esfuerzos.

En la Fig. XIII-26 (Ref. 14) se proporciona información relativa a los resultados de pruebas de resistencia de pruebas drenadas, hechas a diferentes niveles de esfuerzo en la misma arena que se ha mencionado con respecto a la compresibilidad y a las relaciones esfuerzo-deformación de estos materiales. Estas pruebas de compresión se realizaron en muestras inicialmente sueltas y en muestras inicialmente compactas.

En la parte *a* de la figura se muestran los círculos de Mohr de seis pruebas efectuadas a tres diferentes presiones de confinamiento (7, 35 y 70 kg/cm²) tres hechas en arena suelta y tres en arena compacta, así como las envolventes respectivas para la arena suelta y para la compacta; estas envolventes se han prolongado tomando en cuenta los resultados de una prueba triaxial hecha con una presión de confinamiento de 280 kg/cm².

Puede observarse la diferencia en las envolventes a bajo nivel de esfuerzos, con mayores valores de la resistencia en la muestra compacta; sin embargo, para una presión lateral de 70 kg/cm², las dos envolventes se juntan y a presiones aún mayores, prácticamente la envolvente es la misma, independientemente del estado inicial de la arena. Esto último se ilustra más claramente en la parte *b* de la figura. En efecto, si para cada presión de confinamiento se traza la recta que une al origen con el punto de tangencia a la envolvente del círculo de Mohr en el instante de la falla, la inclinación de esa recta determina un ángulo de fricción interna para la presión confinante considerada; estos valores del ángulo de fricción se dibujan en la parte *b* de la figura, contra la presión de confinamiento correspondiente a cada caso. Puede notarse que para el caso de la arena suelta, con la porosidad inicial que se marca en cada punto, el ángulo de fricción disminuye cuando la presión aumenta, hasta un valor mínimo (para el caso de la arena de la figura del orden de

Copyrighted material

12. Marsal R. J. *Contact Forces in Soils and Rockfill Materials.* II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. Brasil, 1963.
13. Lambe, T. W. y Whitman, R. V. *Mecánica de Suelos.* Cap. 10. Ed. Limusa-Wiley, S. A., México, D. F., 1972.
14. Bishop, A. W. *The Strength of Soils as Engineering Materials.* Sixth Rankine Lecture, Geotechnique, Junio, 1966.
15. Marsal, R. J., Moreno, E., Núñez, A., Cuéllar, R. y Moreno R. *Investigación sobre el comportamiento de suelos granulares y muestras de enrocamiento.* Comisión Federal de Electricidad. México, D. F., 1965.
16. Marsal, R. J. *Large Scale Testing of Rock-fill Materials.* Jour. of. S. M. and Foundation Division. A.S.C.E. Marzo, 1967.
17. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. *Performance of El Infiernillo Dam.* Jour. of. S. M. and Foundation Division. A.S.C.E. Julio, 1967.
18. Marsal, R. J., Ramírez de Arellano, L. y Núñez, A. *Plane Strain of Rock-fill Materials.* III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Caracas, 1967.
19. *Contributions and Discussions on Mechanical Properties of Rock-fill and Gravel Materials.* Sesión Especial No. 13 (Organizador: R. J. Marsal). VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., Agosto, 1969.

Bibliografía

Mécanica de Suelos. T. W. Lambe y R. V. Whitman. (Trad.: J. A. Jiménez Salas y J. M. Rodríguez). Ed. Limusa-Wiley. México, D. F., 1972.

Stress *Deformation and Strength Characteristics.* R. F. Scott y Hon-Yim Ko. Reporte sobre el Estado del Arte. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.

Principles of Soil Mechanics. R. F. Scott. Addison-Wesley Pub. Co. 1963.

Laboratory Shear Testing of Soils. Simposio. ASTM. Publicación Técnica No. 361. Ottawa, Canadá, 1963.

Copyrighted material

Hidden page

XIV

Compactación de los suelos

XIV-1. Introducción

Se entiende por compactación de los suelos el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos. Se distingue de la consolidación de los suelos en que, como se vio en el capítulo X de esta obra, en este último proceso el peso específico del material crece gradualmente bajo la acción natural de sobrecargas impuestas que provocan expulsión de agua por un proceso de difusión; ambos procesos involucran disminución de volumen, por lo que en el fondo son equivalentes.

La importancia de la compactación de los suelos estriba en el aumento de resistencia y disminución de capacidad de deformación que se obtienen al sujetar el suelo a técnicas convenientes que aumenten su peso específico seco, disminuyendo sus vacíos. Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas de presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc. Algunas veces se hace necesario compactar al terreno natural, como en el caso de cimentaciones sobre arenas sueltas.

Los métodos usados para la compactación de los suelos dependen del tipo de los materiales con los que se trabaje en cada caso; ya en el capítulo IV se mencionó, con base en un experimento sencillo que los materiales puramente friccionantes, como la arena, se compactan eficientemente por métodos vibratorios, en tanto que en los suelos plásticos el procedimiento de carga estática resulta el más ventajoso. En la práctica, estas características se reflejan en los equipos disponibles para el trabajo, tales como plataformas vibratorias, rodillos lisos, neumáticos o "pata de cabra". En las últimas épocas los equipos de campo han tenido gran desarrollo y hoy existen en gran variedad de sistemas o pe-

Copyrighted material

sos, de manera que el ingeniero tiene posibilidad de elegir entre muchos, los implementos adecuados a cada caso particular.

La eficiencia de cualquier equipo de compactación depende de varios factores y para poder analizar la influencia particular de cada uno, se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan en el laboratorio la compactación que se pueda lograr en el campo con el equipo disponible. De entre todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, podría decirse que dos son los más importantes: el contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso de compactación y la energía específica empleada en dicho proceso. Por energía específica se entiende la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen.

El establecimiento de una prueba simple de compactación en el laboratorio cubre, principalmente, dos finalidades. Por un lado disponer de muestras de suelo compactadas teóricamente con las condiciones de campo, a fin de investigar sus propiedades mecánicas para conseguir datos firmes de proyecto; por otro lado, es necesario poder controlar el trabajo de campo, con vistas a tener la seguridad de que el equipo usado está trabajando efectivamente en las condiciones previstas en el proyecto.

En realidad la secuela práctica suele ser como sigue: cuando se va a realizar una obra en la que el suelo vaya a ser compactado se recaban muestras de los suelos que se usarán; en el laboratorio se sujetan esos suelos a distintas condiciones de compactación, hasta encontrar algunas que garanticen un proyecto seguro y que puedan lograrse económicamente con el equipo de campo existente; con el equipo de campo que vaya a usarse se reproducen las condiciones de laboratorio adoptadas para el proyecto (esto suele hacerse construyendo y compactando en el campo un terraplén de prueba con el suelo a usar, en el que se ve el número de veces que deba pasar el equipo, el espesor de las capas de los suelos depositados para compactar, etc.) Finalmente, una vez iniciada la construcción, verificando la compactación lograda en el campo con muestras al azar tomadas del material compactado en la obra, se puede comprobar que en ésta se están satisfaciendo los requerimientos del proyecto.

XIV-2. Pruebas de compactación

Actualmente existen muchos métodos para reproducir, al menos teóricamente, en el laboratorio unas condiciones dadas de compactación de campo. Todos ellos pensados para estudiar, además, los distintos factores que gobiernan la compactación de los suelos. Históricamente, el primer método, en el sentido de la técnica actual, es el debido a R. R. Proctor[1] y es conocido hoy día como Prueba Proctor Estándar o A.A.S.H.O. (American Association of State Highway Officials) Estándar. La prueba consiste en compactar el suelo en cuestión en tres capas, dentro de un molde de dimensiones y forma especificadas, por medio de

Copyrighted material

golpes de un pisón, también especificado, que se deja caer libremente desde una altura prefijada.

El molde es un cilindro de 0.94 l de capacidad aproximada ($\frac{1}{30}$ pie^3), de 10.2 cm (4 pulgadas) de diámetro y 11.7 cm (4.59 pulgadas) de altura, provisto de una extensión desmontable de igual diámetro y 5 cm (2 pulgadas) de altura. El molde puede fijarse a una base metálica con tornillos de mariposa.

El pisón es de 2.5 kg (5.5 libras) de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro. Los golpes se aplican dejando caer el pisón desde una altura de 30.5 cm (12 pulgadas).

Dentro del molde el suelo debe colocarse en tres capas que se compactan dando 25 golpes, repartidos en el área del cilindro, a cada una de ellas.

Con los datos anteriores la energía específica de compactación es de 6 kg cm/cm^3 (12 300 libras. pie/pie^3), calculada con la fórmula:

$$E_e = \frac{NnWh}{V} \qquad (14\text{–}1)$$

En donde:

E_e = Energía específica.
N = Número de golpes por capa.
n = Número de capas de suelo.
W = Peso del pisón.
h = Altura de caída libre del pisón.
V = Volumen del suelo compactado.

Los datos que determinan la energía específica en la prueba, fueron establecidos originalmente por Proctor como los adecuados para reproducir los pesos específicos secos que podían lograrse económicamente (es decir, con un número moderado de pasadas) con el equipo comercialmente disponible en aquella época.

Con este procedimiento de compactación Proctor estudió la influencia que ejercía en el proceso el contenido inicial de agua del suelo, encontrando que tal valor era de fundamental importancia en la compactación lograda. En efecto, observó que a contenidos de humedad crecientes, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos y, por lo tanto, mejores compactaciones del suelo, pero que esta tendencia no se mantenía indefinidamente, sino que al pasar la humedad de un cierto valor, los pesos específicos secos obtenidos disminuían, resultando peores compactaciones en la muestra. Es decir, Proctor puso de manifiesto que, para un suelo dado y usando el procedimiento descrito, existe una humedad inicial, llamada la "óptima", que produce el máximo peso específico seco que puede lograrse con este procedimiento de compactación.

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

contenido de agua y que el peso específico máximo de la Prueba Proctor Modificada es mayor que el alcanzado con la Proctor Estándar, en tanto que la humedad óptima de ésta es mayor que la de aquélla, lo cual es acorde con las discusiones hechas arriba.

Las pruebas anteriormente vistas tienen el inconveniente de requerir mucho tiempo, bastante trabajo y una cantidad de material que a menudo resulta excesiva. En vista de ello, en épocas más recientes, se han desarrollado otras pruebas que tratan de atenuar esos defectos. Aquí se trata a continuación una de tales pruebas, desarrollada por el Prof. S. D. Wilson en la Universidad de Harvard (E.U.A.); ésta ha sido, incidentalmente, una de las que ha rendido mejores resultados respecto a los fines perseguidos, pues duplica en forma —inclusive más aproximada— que los métodos dinámicos antes descritos, la acción de amasado de los rodillos "pata de cabra" Esta prueba es aplicable únicamente a suelos finos plásticos, con partículas menores que 2 mm, que son los suelos que se compactan en el campo con tales rodillos. La prueba fue bautizada por el Prof. Wilson con el nombre de "miniatura", con referencia al hecho de que el molde empleado es de pequeñas dimensiones en comparación con el molde Proctor. La compactación del suelo se logra presionando estáticamente un émbolo de área especificada contra la superficie de las diversas capas con que se constituya la muestra; en cualquier aplicación la presión transmitida es constante, lo cual se logra adaptando al émbolo un resorte calibrado, que permite conocer el momento en que la presión ha sido aplicada. El molde es una cámara cilíndrica metálica de 3.3 cm ($1\frac{5}{16}$ pulgadas) de diámetro interior y 7.2 cm (2.816 pulgadas) de altura aproximada; el volumen de este molde resulta ser de 62 cm^3 (1/454 pie^3); el molde está provisto de una extensión removible de 3.5 cm (1.37 pulgadas) de altura. El molde se fija a una base metálica que lo mantiene en posición durante la prueba. El émbolo aplicador de presión es una barra metálica de 1.3 cm ($\frac{1}{2}$ pulgada) de diámetro con mango de madera; dentro de este mango actúa el resorte comprimido a que se ha hecho referencia. Los detalles de la prueba pueden consultarse en el Anexo XIV-a de este capítulo.

Cuando las pruebas Proctor se ejecutan sobre suelos puramente friccionantes como son las arenas limpias se encuentra que la curva no es del tipo mostrado en la Fig. XIV-1, no definiéndose, por lo general, un peso específico seco máximo ni una humedad óptima. Esto es de esperarse si se toma en cuenta que este procedimiento de compactación no es el ordenado para este tipo de suelos por lo cual la acción del pisón no compacta eficientemente la muestra. En el capítulo IV se vio que la vibración es el procedimiento más adecuado para compactar las arenas y por lo tanto, es preferible realizar pruebas de este tipo para determinar los pesos específicos en los estados más compacto y suelto y utilizar el concepto de compacidad relativa para determinar la compactación de masas de este tipo de suelo. Por lo anterior debe considerarse que las pruebas tipo Proctor son aplicables únicamente a

Copyrighted material

suelos finos plásticos o que, por lo menos, tengan una apreciable proporción de éstos. En algunos laboratorios se han utilizado algunos otros métodos de prueba con aplicación de carga estática, compactando a la muestra dentro de un cilindro por la aplicación de presión de un émbolo del mismo diámetro que el molde; estos métodos a veces han sido usados incluso en suelos puramente friccionantes; estas pruebas son realmente inadecuadas, por no reproducir las condiciones de amasado que pueda lograr cualquier equipo de campo disponible; en los suelos friccionantes la aplicación de carga estática, según es obvio, no conduce a ningún resultado práctico representativo.

Modernamente se ha desarrollado equipo mecánico de laboratorio para efectuar las pruebas de compactación tipo Proctor automáticamente.

En el Anexo XIV-b se discute algo más el significado de los términos humedad óptima y peso específico seco máximo y en el XIV-c, se insiste también sobre aspectos fundamentales del fenómeno de compactación y de sus técnicas de campo.

XIV-3. Otros factores que influyen en la compactación de los suelos

Aparte del contenido inicial de agua y de la energía específica de compactación, que son los factores más importantes entre los que influyen en la compactación de los suelos, hay otros que, en algunos casos, pueden ser de significación y cuya importancia práctica no debe ser subestimada. Brevemente se mencionan algunos de ellos a continuación: [2, 3, 4, 5 y 6]

La curva $\gamma_d - w$ es diferente si la prueba se efectúa partiendo de un suelo relativamente seco y se va agregando agua para obtener los diferentes puntos o si se parte de un suelo húmedo que se va secando por evaporación en el laboratorio, según la prueba progresa. Las investigaciones experimentales comprueban que en el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en el segundo, para un mismo suelo y a los mismos contenidos de agua; este efecto parece ser particularmente notable en suelos finos plásticos con contenidos de agua inferiores al óptimo. La explicación del fenómeno podría ser como sigue: cuando el suelo está seco y se le agrega agua, ésta tiende a quedar en la periferia de los grumos, tendiendo a penetrar en ellos sólo cuando pase el tiempo; por otra parte, cuando el agua se evapora al irse secando un suelo húmedo, la humedad superficial de los grumos se hace menor que la interna. A un mismo contenido de humedad se tienen entonces condiciones diferentes en los grumos de suelo; en el primer caso, en que el agua se agregó, la presión capilar entre los grumos será menor por el exceso de agua en comparación con el segundo caso, en que la evaporación hace que los meniscos se desarrollen más. Por lo tanto, en el primer caso la ligazón entre los grumos será menor, hacien-

Copyrighted material

do que una misma energía de compactación sea más eficiente para compactar al suelo que en el segundo caso.

Claro está que los efectos anteriores se ven influidos por el tiempo que se deje pasar entre la incorporación del agua y el momento de la prueba, pues si este tiempo es largo se permite la uniformización de la humedad en los grumos de suelo, con la consecuencia de que el agua superficial de ellos disminuye aumentando las presiones capilares. Por lo tanto la diferencia entre las curvas de compactación de los casos antes analizados disminuirá al aumentar el tiempo de humedecimiento de la muestra de suelo.

La práctica recomendada a estos efectos es proceder en la prueba a partir de un suelo relativamente seco incorporando agua a distintas porciones del mismo en la proporción necesaria para alcanzar los contenidos de agua deseables, dejando cada porción 24 horas en reposo a fin de permitir la uniformización de la humedad.

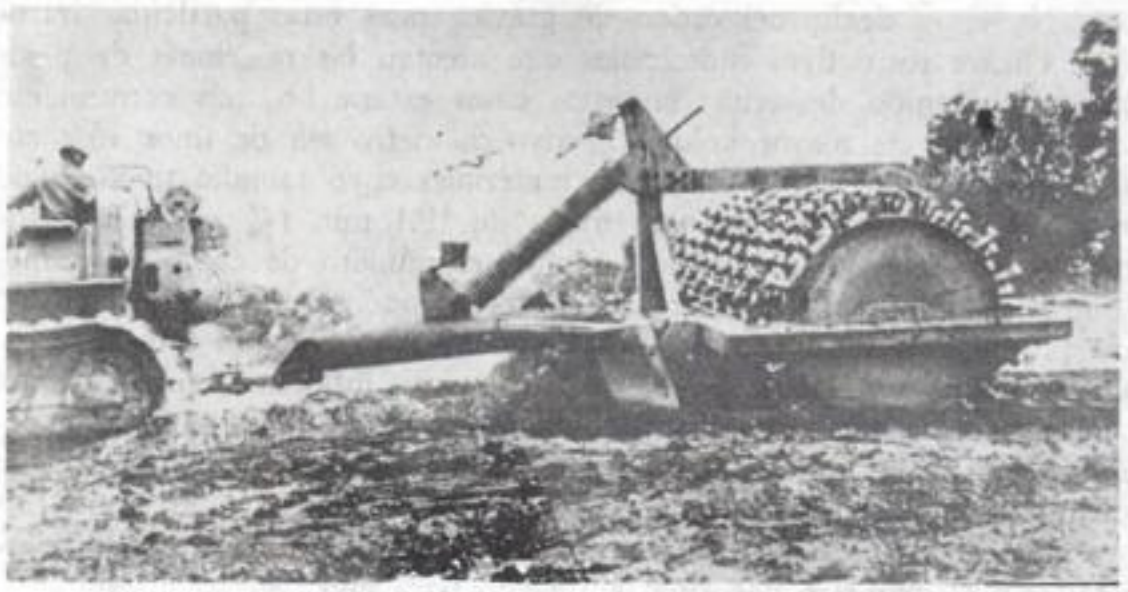
El contenido de agua original del suelo en la naturaleza también es un factor que influye, aunque en menor grado, en la porción de la parte "seca" de la curva de compactación, sobre todo cuando se procede a la compactación inmediatamente después de haber incorporado al suelo el agua adicional requerida. Este fenómeno se comprende si se toma en cuenta la discusión arriba incluida, pues en un suelo originalmente bastante seco, el agua que se añada para llegar a un contenido de agua deseado para la determinación de un cierto punto de la curva, producirá una mayor diferencia inmediata entre las condiciones de humedad externa e interna de los grumos, que si el suelo originalmente hubiera estado más húmedo. Por ello es de esperarse que los pesos específicos secos obtenidos sean mayores cuando los contenidos originales de agua del suelo sean menores. Este efecto prácticamente se elimina si se procede como anteriormente se recomienda; es decir, dejando pasar suficiente tiempo para la adecuada incorporación del agua.

Es común en la práctica de ciertos laboratorios el usar la misma muestra de suelo para la obtención de puntos sucesivos de la curva de compactación: ello implica la continuada "recompactación" del mismo suelo. Esta práctica se ha revelado como totalmente inconveniente toda vez que la investigación experimental ha demostrado, sin género de duda, que procediendo con un suelo recompactado los pesos específicos obtenidos son mayores que los mismos obtenidos con muestra virgen, por lo que en suelos "recompactados" la prueba puede llegar a dejar de ser representativa. Parece que una explicación simple del efecto anterior reside en la deformación volumétrica del tipo plástico producida por las sucesivas compactaciones. Como en el campo el suelo no sufre ninguna recompactación, la práctica de laboratorio debe ser, consecuentemente, el usar muestras de suelo diferentes para la obtención de cada punto de la curva de compactación.

Las Pruebas Proctor Estándar o Modificada con el molde de 10.2 cm (4 pulgadas) de diámetro interior no deben usarse en suelos cuyo tamaño máximo de partícula sea mayor que el correspondiente a la

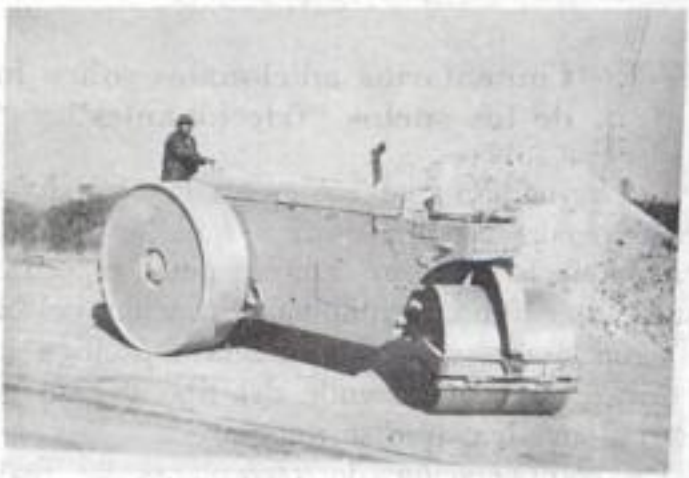
Copyrighted material

Hidden page



a) "Pata de cabra"

b) Lisos



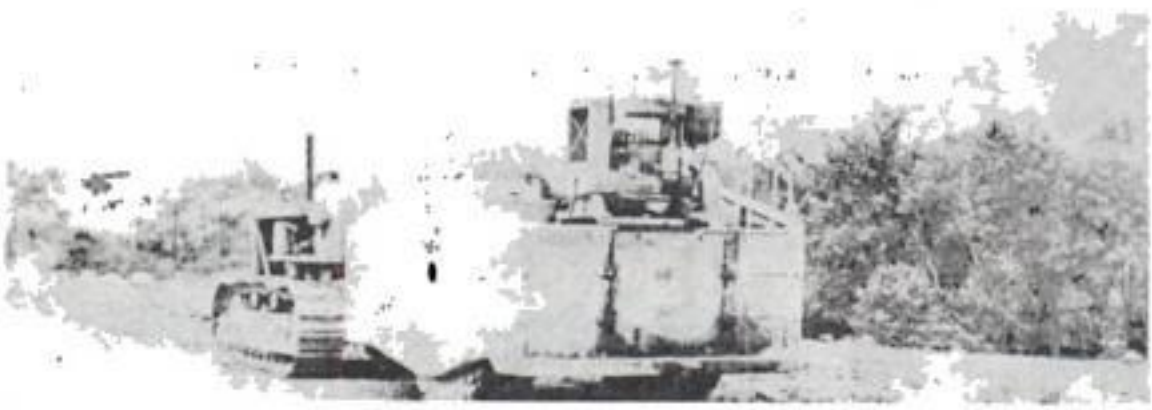
c) Neumático

Figura XIV-2. Rodillos para compactar.

Copyrighted material

Hidden page

a) Combinación de tres rodillos lisos vibratorios, remolcados por un solo tractor



b) Rodillo neumático vibratorio, del tipo pesado, con un solo eje y dos llantas

Figura XIV-4. Equipos vibratorios para compactar.

en épocas anteriores era muy frecuente el ver rodillos hasta con 50 toneladas por eje, si bien hoy estos equipos tan pesados sólo se usan en casos excepcionales de compactación profunda. Las presiones de inflado en las llantas de los rodillos neumáticos suelen ser entre 5 y 7 kg/cm^2.

Los equipos vibratorios recomendados para la compactación de suelos puramente friccionantes como son las arenas o las gravas arenosas pueden variar en un gran número de tipos y sistemas, que van desde la utilización de pisones vibratorios manuales, hasta plataformas vibratorias que compactan extensiones mayores de suelo. Existe un intervalo para la frecuencia del vibrador en el cual trabaja con el máximo de eficiencia; este intervalo parece estar comprendido entre ½ a 1½ veces la frecuencia natural del suelo. En la práctica se ha visto que frecuencias de 1,500 a 2,000 ciclos por minuto para el vibrador suelen rendir buenos resultados. En épocas recientes se ha tratado de combinar efecto vibratorio con rolado pero, en este tipo de equipo, se presenta la dificultad de que cualquier amortiguador, incluyendo las llantas de los rodillos, que se intercale entre el vibrador y el suelo,

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

Hidden page

que evitan, inclusive, el producir zonas sobrefatigadas en el material compactado.

En limos poco plásticos, los rodillos neumáticos resultan también eficientes. Suelen usarse también los rodillos lisos y "pata de cabra", aunque con resultados un poco menos satisfactorios. En estos suelos la curva de compactación es muy aguda, por lo que es recomendable ejercer un control muy estricto sobre los contenidos de agua usados en el trabajo de campo.

Para compactar grandes masas de arcilla, el mejor método es el uso de los rodillos "pata de cabra", pues este equipo proporciona, dadas sus características peculiares, las concentraciones de presión y efectos de amasado necesarios para la disgregación de los grumos y compactación adecuada de estos materiales. El rodillo "pata de cabra" ofrece un ejemplo típico de cómo la moderna Mecánica de Suelos ha adoptado técnicas fundadas en prácticas ancestrales, basadas en la experiencia más primitiva. En efecto, existe evidencia histórica suficiente para poder afirmar que los primeros esfuerzos sistemáticos de compactación de masas arcillosas fueron realizados en Asia, en la construcción de bordos y consistían en un apisonamiento manual continuado con varilla de bambú, así como en el paso de animales sobre los terrenos por compactar. Los constructores ingleses adoptaron la práctica y observaron que la cabra, por la forma especial de su pata, era uno de los animales que más eficientemente compactaban las arcillas; el actual rodillo reproduce esas tradiciones de un modo fiel.

La compactación producida en los suelos por los diferentes equipos se ve, evidentemente, influida por el número de veces sucesivas que aquéllos pasen sobre el material tendido; la relación entre los pesos específicos secos obtenidos en el campo y el número de pasadas es abrupta en un principio; es decir, para las primeras pasadas la compactación crece muy rápidamente, pero cuando el equipo ha pasado varias veces, el efecto de una pasada posterior disminuye, al grado que, económicamente, se llega a un momento en que ya no compensa que el equipo pase más veces sobre el suelo. En la práctica se ha encontrado que el número económico de pasadas fluctúa entre 5 y 10, según los casos.

El número de pasadas necesario para obtener un cierto peso específico seco es función del equipo de campo usado; un equipo pesado logrará más pronto el mismo efecto que otro más ligero. Actualmente la tendencia es usar equipos de compactación pesados, a fin de reducir el número de pasadas sobre el material.

Por lo general, los requisitos de compactación en el campo se basan sobre un peso específico seco de proyecto, obtenido en pruebas de laboratorio realizadas sobre el suelo de que se trata. El equipo a usarse para lograr la compactación dependerá de tal valor de proyecto y del contenido de agua natural del suelo en los bancos de que se extraiga y además claro es, del tipo de suelo en sí. Teóricamente el material habrá de compactarse con la humedad óptima correspondiente al peso específico deseado, obtenida en laboratorio. Para ello a veces puede ser

Copyrighted material

Hidden page

presibilidad y, en general, adquirió características diferentes de las correspondientes al estado suelto.

Algunas instituciones, tomando en cuenta lo anterior, han adoptado una relación diferente para medir la compactación alcanzada por el suelo en el campo, denominada "Compactación Relativa", definida por la expresión:

$$C.R.(\%) = 100\,\frac{\gamma_d - \gamma_{d\min.}}{\gamma_{d\max.} - \gamma_{d\min.}} \qquad (14\text{–}3)$$

Donde:

$\gamma_{d\max.}$ = Máximo peso específico seco obtenido según un cierto procedimiento de compactación de laboratorio.
$\gamma_{d\min.}$ = Mínimo peso específico seco del material.
γ_d = Peso específico seco del material tal como ha sido compactado en la obra.

Esta nueva relación tiene la ventaja de no caer en la ambigüedad del grado de compactación, pues ahora un material totalmente suelto tiene 0% de compactación relativa, pero presenta el inconveniente, en la actualidad, de no existir aún un procedimiento estándar para determinar $\gamma_{d\min.}$ Esta dificultad desaparecerá el día en que se logre un acuerdo al respecto entre todos los técnicos interesados. Claro que tal procedimiento seguramente habrá de depender del tipo de suelo con que se trabaje.

En suelos puramente friccionantes el $\gamma_{d\min.}$ se determina de un modo natural colocando la arena simplemente a volteo y en estos materiales la fórmula (14-3) puede aplicarse de inmediato, calculando el $\gamma_{d\max.}$ con un procedimiento de vibrado y varillado, pues ninguna otra prueba de compactación de las hoy usadas es adecuada para compactarlos según ya se indicó; por lo tanto, en arenas las pruebas tipo Proctor son inadecuadas y la expresión (14-2) carece de sentido. También podría aplicarse a los suelos friccionantes el concepto compacidad relativa ya visto (capítulo IV).

Como se ha indicado el control de los trabajos de compactación suele llevarse actualmente haciendo uso del concepto grado de compactación. Generalmente una empresa contratista realiza el trabajo y la parte contratante controla los resultados obtenidos para verificar el cumplimiento de las condiciones de proyecto; esto se hace verificando que en el campo se alcance el grado de compactación especificado en dicho proyecto. Esta forma de trabajar ha ocasionado un problema que comúnmente molesta a los ingenieros de control de calidad. Para determinar el grado de compactación que el contratista ha alcanzado en una determinada capa compacta es preciso conocer el contenido de agua de la muestra de suelo que se haya extraído de dicha capa; esta determinación, si se siguen los métodos tradicionales, exige un período de secado al horno del orden de las 24 horas, con el inconveniente de que en el momento que el ingeniero llegue a calcular el grado de compactación,

Copyrighted material

probablemente el contratista ya ha compactado otras capas sobre aquella cuya calidad se controla. Este problema ha tratado de resolverse sobre todo por tres caminos diferentes. En primer lugar desarrollando métodos de control de compactación filosóficamente análogos al descrito en este capítulo, pero en los que se evite la determinación del control del contenido de agua a que se ha hecho referencia. En el Anexo XIV-d se menciona en forma detallada el más completo de estos métodos. En segundo lugar existen procedimientos de laboratorio para lograr el *secado* de un suelo empleando tiempos mucho más reducidos; el secador de rayos infrarrojos cubre estos fines. Finalmente en épocas más recientes se han desarrollado equipos nucleares, en los que se determina el peso específico y el contenido de agua del suelo recién compactado por medio de aparatos especiales en breves minutos. Aunque los equipos de medición basados en técnicas de ingeniería nuclear están en rápido desarrollo y se perfeccionan de día en día, los dos últimos procedimientos mencionados deben verse hoy todavía como sujetos a problemas, correlaciones de difícil interpretación, etc.; en cambio puede afirmarse que el procedimiento mencionado en primer lugar y descrito en el Anexo XIV-d (el método de Hilf) es probablemente aplicable con garantías ya en la actualidad y que permite llegar a una precisión suficiente en las determinaciones.

ANEXO XIV-a

Pruebas de compactación

A. Pruebas Proctor Estándar y Modificada

XIV-a.1. Equipo

Para la realización de la prueba se requiere el siguiente equipo:

Molde estándar de compactación cilíndrico, con extensión.
Pisón estándar
Guía metálica para el pisón.
Regla recta metálica.
Balanza de laboratorio.
Balanza de plataforma con sensibilidad de unos 50 g y 15 kg de capacidad.
Malla Nº 4.
Horno secador

XIV-a.2. Procedimiento de prueba

El procedimiento de prueba se ajustará a lo siguiente:[7]

1. Séquese al aire una muestra de unos 2.5 kg de peso y retírese de ella todo el material mayor que la malla Nº 4.

Copyrighted material

2. Determínese y regístrese la tara del molde Proctor teniendo colocada su placa de base.

3. Mézclese la muestra con el agua suficiente para obtener una mezcla ligeramente húmeda, que aún se desmorone cuando se suelte después de ser apretada en la mano.

4. Divídase la muestra en el número requerido de porciones, una por cada capa que vaya a usarse, aproximadamente iguales, que se pondrán en el cilindro, compactando cada capa con el número de golpes requerido, dados con el correspondiente pisón.

5. Cuidadosamente quítese la extensión del molde y enrásese la parte superior del cilindro con la regla metálica.

6. Determínese y regístrese el peso del cilindro, con la placa de base y el suelo compactado.

7. Retírese el suelo del molde y obténgase el contenido de agua de dos muestras representativas, de unos 100 g, una obtenida de un nivel cercano al superior y otra de una parte próxima al fondo.

8. Repítase el procedimiento anterior con un contenido de agua en el suelo ligeramente mayor y así sucesivamente hasta que se hayan obtenido, por lo menos, dos puntos en la gráfica de compactación que se sitúen arriba de la humedad óptima.

9. Dibújense los resultados obtenidos en una gráfica que tenga como abscisas, los diferentes contenidos de agua resultantes y como ordenadas los pesos específicos seco y de la masa. Dibújese también la curva de saturación completa.

XIV-a.3. Errores posibles

Los errores más comunes que pueden afectar los resultados de estas pruebas son los siguientes:

1. El mezclado incompleto del suelo con el agua o la incompleta destrucción de grumos en el suelo.

2. El no repartir uniformemente los golpes del pisón sobre la superficie de la muestra.

3. El que las muestras tomadas para determinación del contenido de humedad no sean representativas del material compactado. En caso de duda al respecto puede determinarse la humedad de todo el material del molde.

4. El no determinar el número suficiente de puntos cómo definir correctamente la curva de compactación.

5. El uso continuado de la misma muestra.

B. *Prueba de compactación "miniatura" Harvard*

XIV-a.4. Preparación de la muestra

La prueba "miniatura" Harvard se ha desarrollado para ser utilizada en suelos finos y no se ha intentado, usualmente, aplicarla a suelos

Copyrighted material

que tengan partículas mayores de 2 mm. En esta prueba se requieren entre 1 y 1.5 kg de material para obtener una curva peso específico seco —contenido de agua definida con 6 u 8 puntos.

La preparación del suelo para la prueba es esencialmente la de cualquier otra prueba de compactación. Se recomienda ahora colocar diversas porciones de suelo en recipientes con aproximadamente el contenido deseado de agua para la prueba, dejándolas así por lo menos una noche. Esto garantiza una buena mezcla del agua y los suelos finos y produce mejores y más seguros resultados en la prueba. Sin embargo, en suelos que absorben rápidamente el agua, con resistencias en estado seco generalmente bajas, es suficiente mezclar el agua inmediatamente antes de la prueba. Esta preparación de la prueba debe también ajustarse, en algunos casos, a las condiciones de la incorporación del agua al suelo en el campo.

XIV-a.5. Equipo

El equipo necesario para la prueba es el siguiente:

Un molde metálico de compactación con extensión y placa de base también metálica.

Un pisón metálico, con un émbolo en su extremo inferior, que puede aplicar presión por la acción de un resorte. La presión aplicada puede hacerse variar dentro de amplios márgenes usando resortes de diferentes constantes elásticas.

Un mecanismo para quitar la extensión del molde, provisto de un émbolo que mantiene al suelo en su lugar durante la extracción.

Un extractor, para retirar la muestra compactada del molde, con una alteración mínima.

Una balanza de laboratorio con aproximación de 0.1 g.

Una regla metálica, un horno, etc.

XIV-a.6. Procedimiento de prueba

El procedimiento para realizar la prueba que se describe se ajustará a lo siguiente:

1. Con el molde ajustado a su base y provisto de su extensión, colóquese en él la cantidad requerida de suelo en estado suelto. Si se han de colocar 5 capas es suficiente poner una cucharada de suelo. Nivélese la superficie presionándola ligeramente con un pisón de hule.

2. Después de ajustar apropiadamente el resorte del pisón, insértese en el suelo el émbolo del pisón y presiónese hasta que el resorte empiece a comprimirse. Quítese la presión, cámbiese el émbolo ligeramente de posición y repítase la operación, repartiendo así la presión aplicada uniformemente en la superficie de la capa, hasta completar el número de aplicaciones deseado.

Copyrighted material

OBRA . _____
LOCALIZACION : _____
ENSAYE Nº : _____ SONDEO Nº _____
MUESTRA Nº : _____ PROF. : _____
DESCRIPCION : _____
_____

(DEPENDENCIA)

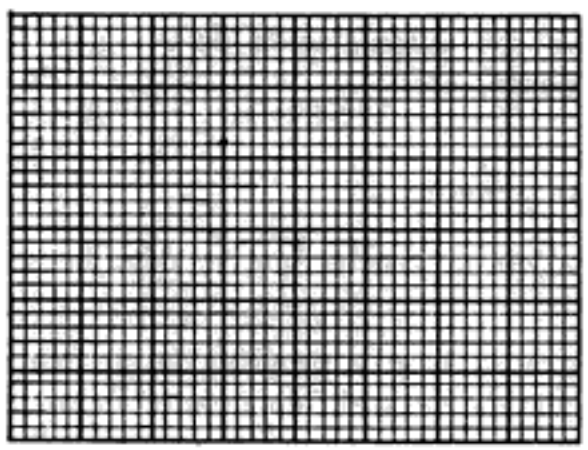
COMPACTACION

Tipo de prueba: _____
Molde Nº _____ vol.: _____ cm³ peso: _____ gr
Peso martillo: _____ gr Altura caída: _____ cm
Nº de capas . _____ Nº de golpes por capa: _____

FECHA . _____
OPERADOR : _____
CALCULISTA : _____

PRUEBA Nº								
Peso molde + suelo húmedo (gr)								
Peso molde (gr)								
Peso suelo húmedo (gr)								
Peso específico húmedo (T/m³)								
Cápsula Nº								
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)								
Peso cápsula + suelo seco (gr)								
Peso del agua (gr)								
Peso cápsula (gr)								
Peso suelo seco (gr)								
Contenido de agua (%)								
Peso específico seco (T/m³)								
Relación de vacíos: e								

$$\text{Peso específico seco} = \frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{Contenido de agua}}$$



Datos sobre saturación

	w	γ_d
G_w = 100 %		
G_w = 80 %		

$$\gamma_d = \frac{S_s \gamma_0}{1 + e}$$

OBSERVACIONES _____
_____
_____

Copyrighted material

Hidden page

constantes tales como la de gravitación universal o el punto de ebullición del agua. En realidad hoy es evidente que se trata de conceptos relativos variables, que pueden cambiar con el método que se utilice para compactar el suelo y con otros factores, como ya se ha hecho notar en el cuerpo de este capítulo.

Para ilustrar la variación del *peso específico seco máximo* y de la *humedad óptima* con el método de compactación, F. N. Hveem presenta los resultados obtenidos en varios suelos, que cubren la gama desde piedra triturada que pasa la malla 4 hasta arcilla limosa. Estos suelos se estudiaron según varios procedimientos de compactación que incluyen el Proctor Estándar (AASHO estándar), el Proctor Modificado (AASHO modificado), el método de compactación por impacto de California y un método que usa un compactador mecánico. Aunque todos estos métodos compactan al suelo por el impacto de un pistón, existen diferencias en el peso y altura de caída libre del mismo, así como en el número y espesor de las capas de suelo. De los resultados obtenidos es evidente que hay diferencias notorias en los *pesos específicos secos máximos* obtenidos por estos métodos que son estándar en varias instituciones. También es evidente que al procedimiento que da los mayores pesos específicos secos máximos corresponde una menor *humedad óptima*. Dicho en otras palabras, la *humedad óptima* es una variable que depende de la energía de compactación. En el campo la *humedad óptima* es una variable que depende del tipo y peso de los rodillos usados en la compactación.

Los resultados obtenidos muestran diferencias del orden de 10% para arena limpia y del 5% para arena limosa en los pesos específicos secos máximos. Desde el punto de vista práctico surge, entonces, la pregunta: ¿Cuál método de laboratorio duplica mejor los pesos específicos secos que pueden obtenerse en el campo con los rodillos modernos de construcción? Se tiene la experiencia, hasta cierto punto contradictoria, de que las gravas arenosas se compactan fácilmente al peso específico seco especificado con unas cuantas pasadas de un rodillo neumático y a veces hasta con el paso del equipo usual de construcción, mientras que los suelos arcillosos y limosos sujetos a numerosas pasadas de los rodillos no llegan en ocasiones a compactarse al peso específico seco especificado para una obra dada. También es evidente de los resultados obtenidos en la práctica que el acomodo de las partículas de suelo que se logra por impacto en el espacio confinado del molde en el laboratorio no es, necesariamente, el mismo que producen los rodillos lisos o los rodillos neumáticos en el campo, en que el suelo no está confinado. Mientras que algunos procedimientos de laboratorio producen compactaciones similares a las obtenidas en el campo en ciertos suelos, lo cierto es que ningún método, de los ahora en uso, duplica en forma completa la compactación lograda en el campo en todos los tipos de materiales.

Especulando un poco sobre las relaciones entre los resultados obtenidos de los diversos procedimientos de compactación y el grado de compactación que normalmente puede lograrse en una obra, F. N. Hveem hace notar que si se especifica un grado de compactación del 90% del AASHO

Copyrighted material

modificado, es frecuente que el peso específico seco así especificado corresponda a un 95% de compactación del AASHO estándar en un tipo de material, mientras que en otro tipo de suelo puede corresponder al 100% del AASHO estándar. Estas son las diferencias que debe conocer todo ingeniero encargado del control de la compactación de una obra dada. Lo anterior se acentúa aún más con el desarrollo durante los últimos años del equipo de compactación, tanto en cuanto a que los nuevos rodillos lisos y neumáticos son mucho más pesados cuanto que nuevos tipos, como los rodillos segmentados o los vibratorios, han hecho su aparición en este equipo especializado.

Mientras que el grado de compactación aumenta con la energía de compactación en un procedimiento dado, esto no es necesariamente cierto cuando se varía el método de compactación, pues un cierto procedimiento puede ser más eficiente que otro. Por ejemplo, los rodillos lisos no vibratorios. Así, con un rodillo vibratorio apropiado puede compactarse adecuadamente la arena con muy poca energía, sin haber ejecutado un fuerte *trabajo de compactación.*

Por último F. N. Hveem correctamente comenta sobre la diferencia entre un suelo *adecuadamente compactado* con *un ligero trabajo de compactación* y otro *inadecuadamente compactado* con *un fuerte trabajo de compactación*. En otros términos: ¿Qué significado tiene la compactación lograda con el equipo especializado de construcción? Hveem hace notar que mientras la mayoría de los ingenieros parecen estar interesados en controlar únicamente el peso específico seco como tal, se ha descuidado la atención a lo realmente importante, a saber, la mejor estabilidad estructural del suelo compactado. En cierto tipo de suelos puede lograrse una adecuada estabilidad estructural con un ligero trabajo de compactación, mientras que en otros esta estabilidad estructural (características de resistencia, compresibilidad y de esfuerzo-deformación) puede ser inadecuada aunque se haya efectuado un fuerte trabajo de compactación y se haya aun obtenido la compactación especificada, fijada con el criterio simplista e ingenuo de llegar a un 90% del peso específico seco máximo de un *método estándar* de laboratorio.

El aumentar el grado de compactación o peso volumétrico seco de un suelo puede ser o no benéfico, dependiendo del tipo de suelo, de su grado de compactación y de su contenido de agua principalmente. Por lo tanto, los términos *peso específico máximo* y *humedad óptima* carecen de significado a menos que todas las condiciones y circunstancias del suelo estén claramente definidas. Existen, en efecto, casos en que inclusive una sobrecompactación puede ser peligrosa, en el sentido de que se harán empeorar con ella las características de comportamiento mecánico de los suelos. Por ejemplo, la espuma de basalto (tezontle), que se usa frecuentemente cuando se desea tener un material ligero, al ser compactada más allá de un cierto límite comienza a disgregarse produciendo gran cantidad de finos que perjudican las características de resistencia del conjunto; en otros casos, ciertos limos y arcillas expansivos aumentan mucho su peligrosidad

Copyrighted material

por esta propiedad al ser compactados fuertemente sobre todo en climas húmedos.

En resumen, la compactación de los suelos es un tratamiento mecánico que se da a éstos en el campo a fin de mejorar sus características de comportamiento mecánico y su permanencia ante el ataque de ciertos agentes del intemperismo. Como tal trabajo cuesta esfuerzo y dinero y ha de quedar bien hecho, está ligado a problemas de control de calidad de la obra terminada; para hacer posible tal control, se han desarrollado hoy las pruebas de compactación.

ANEXO XIV-c

Problemas relativos al control de compactación de campo por medio de peso específico seco

En este anexo se glosan fundamentalmente ideas expuestas en la referencia 9.

Es sabido que la compactación se aplica a suelos con el fin de mejorar sus características de compresibilidad, relación esfuerzo-deformación y resistencia. En añadidura, para resolver un problema de compactación en todos sus aspectos es preciso tener en cuenta condiciones ambientales que pueden alterar con el tiempo las características mecánicas del suelo compactado. Dichas características son medidas en forma diferente por el ingeniero de acuerdo con el uso a que haya de destinarse la estructura del suelo en que se trabaje. Atendiendo al problema de compactación para la formación de estructuras para vías terrestres (carreteras, aeropistas y ferrocarriles), que es uno de los usos más corrientes e importantes de los materiales compactados, las características de éstas pueden medirse con base en el laboratorio. Pero es evidente que cada proceso mecánico conduce a una compactación diferente. Por lo tanto cada prueba de laboratorio o cada programa de trabajo con un cierto equipo en el campo, producirán resultados distintos. Cada tipo de prueba o cada tren de trabajo tienen condiciones individuales distintas para lograr un óptimo de compactación en un suelo dado; entre estas condiciones las hay tan variadas como la humedad que debe tener el suelo (óptima), el número de pasadas de los rodillos, la presión de inflado de las llantas, su peso, etc. Para cada caso individual, sea en el campo o en el laboratorio, estas condiciones se combinan de un modo distinto para llegar a un trabajo óptimo. Es, por ello, ilusorio pretender, como se hace hoy con tanta frecuencia, aplicar al campo las condiciones (humedad, por ejemplo) que han hecho óptimo el rendimiento de la energía de compactación de una prueba de laboratorio arbitrariamente elegido sólo como forma de control de obra. Si la prueba tiene su humedad óptima, el equipo de campo tendrá la suya propia (dependiente de todas las otras condiciones tales como número de pasadas, peso y presiones de inflado de llantas, si las hay, etc.), diferente, que deberá ser investigada precisa-

Copyrighted material

Hidden page

del contenido de agua del suelo. Lo anterior indica que el peso específico seco es un criterio razonable para controlar características mecánicas del suelo, que en última instancia son los que interesan; el hecho de que el método de compactación no sea relevante en la relación peso específico seco-resistencia al esfuerzo cortante hace ver como razonable el aplicar los datos de resistencia obtenidos en el laboratorio a los materiales compactados en el campo.

La situación es bien diferente en suelos cohesivos, en lo que aun cuando la resistencia al esfuerzo cortante está también relacionada de alguna manera con el peso específico seco, depende también de la estructura del suelo producida por el proceso de compactación, del contenido de agua con el que se formó el espécimen y del nivel de deformación para el que se defina la resistencia. Estos factores adicionales hacen que la evaluación de las características de resistencia de los suelos compactados en el campo con base en pruebas de laboratorio sea bastante más difícil.

Como se ha mencionado en el capítulo II, la estructura del suelo puede variar entre un arreglo absolutamente al azar (floculación) hasta otro altamente orientado, con las partículas en disposición paralela (dispersión). La estructura floculenta se forma generalmente en un suelo compactado con humedad menor que la óptima, casi independientemente del método de compactación usado; la estructura dispersa suele producirse en suelos compactados con humedades mayores que la óptima, especialmente cuando se usan procedimientos de compactación que desarrollan grandes deformaciones bajo esfuerzo cortante. Desde este punto de vista tienden a producir grados de dispersión crecientes los métodos de compactación estáticos, dinámicos y por amasado.

El efecto de la estructura del suelo en la resistencia de los suelos cohesivos ha sido discutido por Lambe,[16] Seed y Chan.[11] En general a las estructuras floculentas les corresponden mayores resistencias al esfuerzo cortante que a las dispersas, para un mismo suelo compactado al mismo peso específico seco y con el mismo contenido de agua. El efecto de la estructuración inicial en la resistencia al esfuerzo cortante es más pronunciado a bajos niveles de deformación que a altos, porque las deformaciones angulares producidas durante la prueba alteran la estructura del suelo. De esta manera la estructuración inicial no es relevante en la determinación de la máxima diferencia de esfuerzos principales $(\sigma_1 - \sigma_3)$, que es un criterio común para evaluar la resistencia al esfuerzo cortante en pruebas triaxiales y de compresión simple; en cambio en pruebas de bajo nivel de deformación, tales como la prueba de valor relativo de soporte, dicha utilización ingenieril de suelos compactados (por ejemplo en pavimentos) esta última es precisamente la situación que se presenta, por lo cual el método de compactación y la estructura de suelo que se obtiene como consecuencia juegan un papel importante y ha de cuidarse el reproducir en laboratorio las técnicas de compactación de campo. En cambio, en otros casos, lo que interesa es calcular la resistencia máxima del suelo, por lo que el método

Copyrighted material

de compactación que se use en el laboratorio es mucho menos significativo; éste es el caso del diseño de taludes en presas de tierra o vías terrestres, pues en estas estructuras suelen interesar relativamente poco las deformaciones anteriores a la falla ligada a la resistencia máxima.

La mayor parte de la información disponible permite concluir que, excepto en el uso de suelos compactados muy en el lado seco, la resistencia al esfuerzo cortante decrece o permanece constante cuando se hace aumentar el contenido de agua con el que se forman los especímenes. Esto sucede independientemente de que un aumento en dicho contenido de agua causa un aumento en el peso específico seco para una energía de compactación dada. Si la energía de compactación cambia cuando aumenta el contenido de agua con que se forman los especímenes, de manera que se mantenga constante el peso específico seco, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo siempre disminuye cuando el contenido de agua con que se forman los especímenes aumenta.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos compactados tras un período de humedecimiento depende del contenido de agua con que se formaron los especímenes, del peso específico seco de los mismos, de la estructura inicial del suelo compactado y del monto de la expansión que haya tenido lugar durante el humedecimiento. Si la resistencia se define a altos niveles de deformación y se admite que el período de humedecimiento produjo saturación, la resistencia al esfuerzo cortante dependerá sólo de la relación de vacíos en la falla, que está estrechamente relacionada con el peso específico seco en la falla; esto está de acuerdo con ideas expuestas en el capítulo XII, según las cuales la resistencia de un suelo saturado está relacionada con la oquedad en la falla. Sin embargo, si interesa definir la resistencia al esfuerzo cortante en niveles de deformación bajos, este concepto depende en el suelo sujeto a humedecimiento no sólo de la relación de vacíos (o sea del peso específico seco), sino también del contenido de agua con que los especímenes se hayan formado; esto es debido a la influencia de dicho contenido de agua en la estructuración producida por el proceso de compactación. Las estructuras floculadas, producidas al compactar en el lado seco respecto a la humedad óptima, son más rígidas que las dispersas, obtenidas al compactar en el lado húmedo; aunque en ambos casos la relación de vacíos sea la misma, la resistencia a la deformación puede variar bastante en ambas estructuras para bajos niveles de deformación, pues en este caso no alcanza a destruirse la estructuración inicial del suelo. Las pruebas de valor relativo de soporte, tan usuales en pavimentos, que se describen en el volumen II y que utilizan bajos niveles de deformación, parecen indicar que las resistencias al corte máximas en especímenes sometidos a humedades muy cercanas a la óptima varían mucho con este concepto.

Se ve, como resumen, que la resistencia al esfuerzo cortante que se obtenga en el laboratorio para especímenes de materiales cohesivos depende de diversos factores además del peso específico seco que alcance el suelo y, por ello, un control de compactación realizado únicamente

Copyrighted material

Hidden page

al avanzar el trabajo. El mérito principal del método propuesto por Hilf estriba en que puede llegar a conocerse en el término aproximado de una hora el grado de compactación alcanzado y ello de un modo preciso. Esto se logra porque el método no requiere el conocimiento del contenido de agua de la muestra obtenida para fines de control. El mismo Hilf sugiere un método rápido para el control del contenido de agua en el campo, que, aunque no totalmente riguroso, resulta suficientemente aproximado y supera a los tradicionales, a juicio de su autor, sobre todo porque las pruebas que se hacen se efectúan directamente sobre el material objeto del control, con lo que se toman en cuenta heterogeneidades en la obra; esta misma ventaja está presente en el método propuesto para controlar la compactación.

XIV-d.1. Control de compactación

Considérese una prueba de compactación realizada en una muestra de suelo de un terraplén que no contenga partículas más grandes que la abertura de la malla 4. El material debe protegerse contra la evaporación, a fin de que su contenido de agua no varíe y se compacta con alguno de los métodos comunes en uso y con su contenido de agua de campo, w_f. El peso específico húmedo de esa muestra será γ_{mc}. Sea γ_{mf} el peso específico húmedo de la muestra tal como se extrajo del terraplén, el cual es fácil de obtener sin más que dividir el peso entre el volumen de la muestra extraída. Naturalmente que γ_{mc} y γ_{mf} son dos pesos específicos del mismo material con el mismo contenido de agua, pero no son iguales en general, puesto que la energía de compactación es diferente en ambos casos y el método para aplicar dicha energía también lo es.

Recordando que

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + w}$$

se tiene que

$$\gamma_m = \gamma_d (1 + w)$$

por lo tanto

$$\frac{\gamma_{mf}}{\gamma_{mc}} = \frac{\gamma_{df} (1 + w_f)}{\gamma_{dc} (1 + w_f)} = \frac{\gamma_{df}}{\gamma_{dc}} = C \qquad (14\text{–d.1})$$

donde w_f es el contenido de agua de la muestra obtenida en el campo y γ_{df} y γ_{dc} son los pesos específicos secos de campo y de prueba, respectivamente.

La relación del peso específico seco de campo γ_{df} al peso específico seco máximo del laboratorio, obtenido con la humedad óptima de prueba, w_0 (en general diferente de w_f) que es la base para el control de la compactación, puede obtenerse a partir de los pesos específicos húmedos en una forma similar a como se ha obtenido la relación C en la fórmula 14–d.1. Para ello será preciso evaluar la expresión $\gamma_{dm} \cdot (1 + w_f)$, donde γ_{dm} es el peso específico seco máximo del material obtenible en el laboratorio; por lo tanto la expresión anterior representa

Copyrighted material

Hidden page

si su humedad fuera la de campo), simplemente dividiendo el peso húmedo obtenido por la cantidad $1 + z$; es decir:

$$\frac{\gamma_d(1 + w)}{1 + z} = \frac{\gamma_d(1 + w)}{1 + \dfrac{w - w_f}{1 + w_f}} = \gamma_d(1 + w_f) \qquad (14\text{-d.5})$$

Si los valores de $\gamma_d(1 + w_f)$ se trazan como ordenadas, contra los correspondientes valores de z como abscisas, se obtiene una curva como la inferior de la Fig. XIV-d.1.

A los valores de $\gamma_d(1 + w_f)$ suele llamárseles pesos específicos húmedos convertidos (convertidos a la humedad de campo w_f). Los pesos específicos húmedos antes de ser *convertidos* son los $\gamma_d(1 + w)$ y si sus valores se trazan como ordenadas, contra los valores correspondientes de z como abscisas, se obtiene la curva superior de la misma Fig. XIV-d.1.

Enfóquese ahora la atención a la curva inferior de la figura apenas mencionada, ella representa los valores de $\gamma_d(1 + w_f)$ trazados contra los valores de z. El punto máximo sobre esta curva de humedades con-

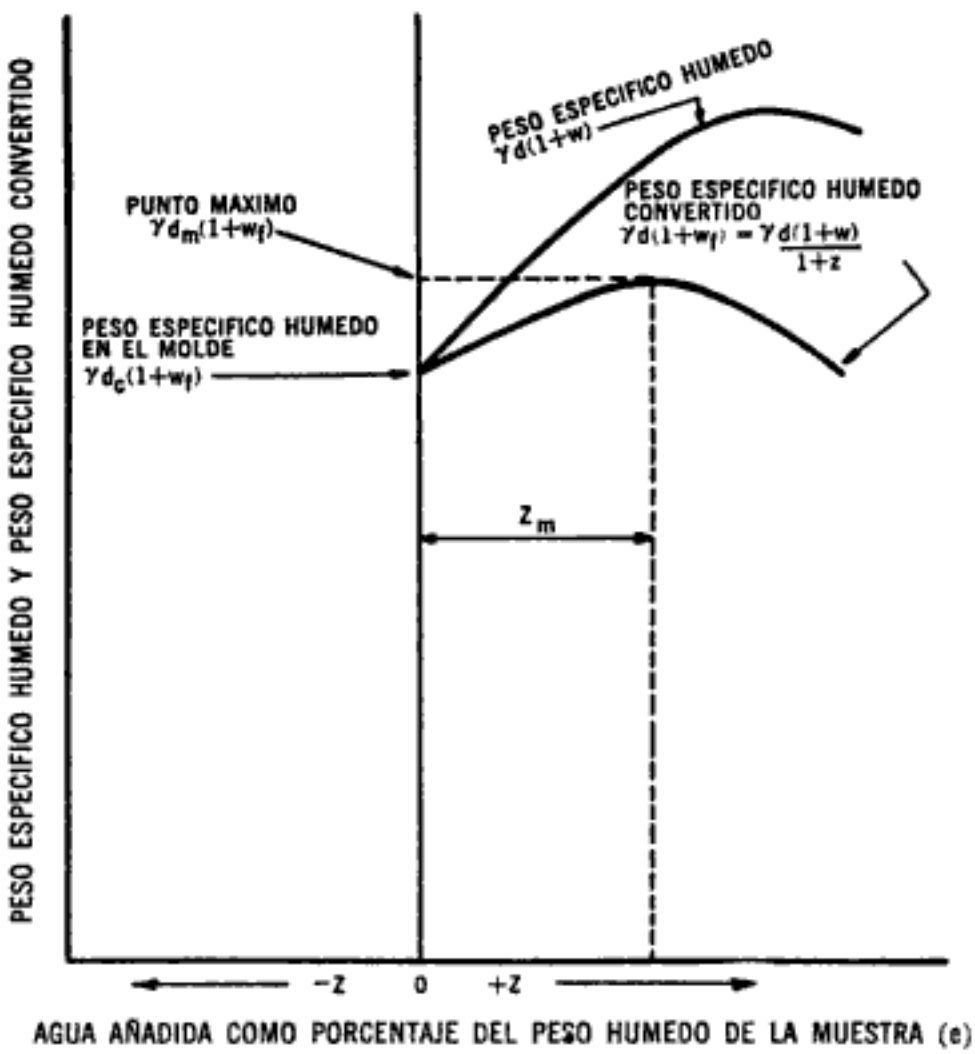


Figura XIV-d.1. Curvas de pesos específicos húmedos contra valores de z.

Copyrighted material

vertidas debe ser $\gamma_{dm}(1 + w_f)$ ya que w_f es constante y γ_d es la única variable. Por lo tanto el grado de compactación G, puede ahora obtenerse en forma precisa a partir de la expresión:

$$G = \frac{\gamma_{df}(1 + w_f)}{\gamma_{dm}(1 + w_f)} = \frac{\gamma_{df}}{\gamma_{dm}} \qquad (14\text{–d.6})$$

La curva de pesos específicos húmedos convertidos puede obtenerse trazando las ordenadas

$$\gamma_{dc}(1 + w_f), \quad \frac{\gamma_{d2}(2 + w_2)}{1 + z_2}, \quad \frac{\gamma_{d3}(1 + w_3)}{1 + z_2}, \quad \text{etc.},$$

contra los correspondientes valores de z. Es pertinente aclarar que $z = (w - w_f)/(1 + w_f)$ puede ser tanto negativa como positiva. En la práctica el mínimo número de puntos requeridos es de tres, pero si se trazan más puntos, podrá determinarse con mayor precisión el valor máximo de la curva.

En resumen, para la determinación del grado de compactación por el método de Hilf se procede como sigue:

En primer lugar se obtiene una muestra del material que forma el terraplén que se está controlando, cuidando de que no pierda humedad. Se determina su peso húmedo y su volumen pudiéndose así determinar el peso específico húmedo de la muestra $\gamma_{mf} = \gamma_{df}(1 + w_f)$. A continuación se remoldea y compacta la muestra, usando la prueba de compactación que se decida, con su mismo contenido de agua de campo, w_f, obteniéndose así el valor de $\gamma_{mc} = \gamma_{dc}(1 - w_f)$, que es la ordenada al origen de la gráfica de pesos húmedos convertidos contra valores de z. Ahora se añade agua a la muestra en cantidad fija, conviniendo que z sea del orden de dos, para lo cual se determinará el agua necesaria calculándola como el 2% del peso húmedo de la muestra que se trabaja; la muestra así humedecida se compacta y se determina $\gamma_{m2} = \gamma_{d2}(1 + w_2)$, con lo que puede encontrarse el peso húmedo convertido $\gamma_{d2}(1 + w_2)/(1 + z_2)$. Si el valor así obtenido es mayor que el anterior (ordenada en el origen), se vuelve a agregar agua a la muestra en proporción similar, repitiendo el proceso hasta que los pesos volumétricos húmedos convertidos empiecen a disminuir, de manera que la curva permita determinar su ordenada máxima. En el caso de que el segundo punto sea menor que $\gamma_{dc}(1 + w_f)$ se estará en la rama descendente de la curva, más allá del máximo peso húmedo convertido, por lo que será necesario trazar la curva hacia el lado seco; para ello se dejará secar la muestra uniformemente y se determinará el peso del agua perdida, que dividido entre el peso húmedo primitivo, dará el valor negativo de z correspondiente; de esta forma pueden obtenerse los puntos necesarios para el trazo completo de la curva, en el que pueda verse fácilmente la ordenada máxima, necesaria para calcular el grado de compactación.

Copyrighted material

Hidden page

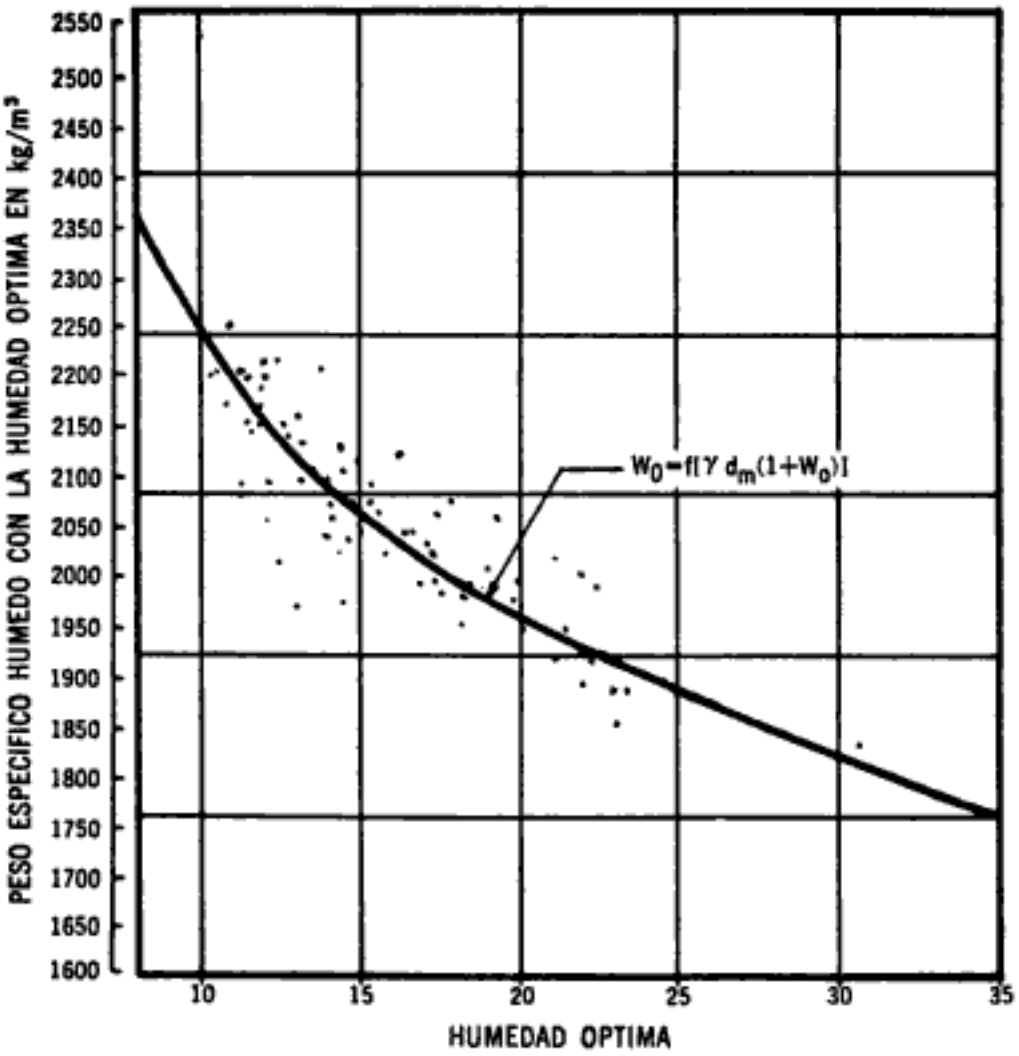


Figura XIV-d.2. Curvas de peso específico húmedo contra humedad óptima.

convertidos; en otras palabras, para un mismo método de compactación escogido en el laboratorio para fines de control de campo, parece existir una relación entre la humedad óptima y el peso específico húmedo de la muestra con dicha humedad óptima. Una de estas curvas, hecha para ochenta suelos compactados con la prueba que es estándar en el Bureau of Reclamation de los EE.UU., se muestra en la Fig. XIV-d.2.

Para otras pruebas de compactación pueden prepararse curvas similares. Entonces, como el punto máximo de la curva de pesos húmedos convertidos es el peso húmedo de la muestra con la humedad óptima, una vez conocido este valor, en la curva de la Fig. XIV-d.1, podrá estimarse w_0 con una gráfica como la mostrada en la Fig. XIV-d.2. Usando ahora la Ec. 14-d.9, puede llegarse al valor $w_0 - w_f$ con lo que se puede saber qué tanto se aparta de la humedad óptima de laboratorio la del material que se ha tendido y compactado.

Cabe comentar que el control de humedad que propone Hilf compara los valores de la humedad del material en el campo con la óptima de laboratorio; esto sólo será realmente práctico cuando la prueba de laboratorio represente en forma razonable las condiciones de compactación

Copyrighted material

que realice el equipo en uso en el campo; sólo en tal caso la humedad óptima de campo será tan similar a la del laboratorio, que el método de Hilf tenga pleno sentido. En muchos casos, sin embargo, la óptima de campo será bien diferente de la de laboratorio, y habrá de ser determinada en terraplenes de prueba que reproduzcan con precisión las condiciones de trabajo. Por supuesto que en este caso ya no es aplicable el método de Hilf, a no ser que, y ello se antoja ventajoso en obras de importancia, la curva de la Fig. XIV-d.2 se obtenga precisamente en terraplenes de prueba, con los suelos involucrados y con el equipo que vaya a realizar el trabajo.

Referencias

1. Proctor, R. R.—*Design and construction of rolled earth dams*—E.N.R.—1933.
2. Tamez, E.—*Algunos factores que afectan a la prueba de compactación dinámica*—Congreso sobre suelos para fines de ingeniería—Comité D-18, A.S.C.E., Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos—México—1957.
3. *Soil Compaction Investigation*—Reporte Nº 5—Waterways Experiment Station —Vicksburg, Miss.—1950.
4. Eustis, J. B. y Johnson, S. J.—*Laboratory compaction tests of soils in various size molds*—Segundo Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones—Holanda—1948.
5. Holtz, W. G. y Lowitz, C. A.—*Compaction characteristics of gravelly soils* —Congreso sobre suelos para fines de ingeniería—Comité D-18, A.S.C.E., Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos—México—1957.
6. Mainfort, R. C. y Lawton, W. L.—*Laboratory compaction test of coarsegraded paving and embankment materials*—Reporte técnico Nº 177—C.A.A.
7. *The California bearing ratio test as applied to the design of flexible pavements for airports*—U.S. Waterways Exps. Station—1945.
8. Hveem, F. N.—*Maximum Density and Optimum Moisture of Soils. What do these Terms Mean?*—36th Annual Meeting of the HRB.—Washington, D. C. —1957.
9. Wahls, H. E. y Langfelder, L. J.—*The Influence of Compaction Methods and Conditions on the Structural Behaviour of Compacted Subgrades.*—2th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements—Ann Arbor, Mich.—1967.
10. Lambe, T. W.—*The Engineering Behaviour of Compacted Clay*—Jour. Soil Mechanics and Foundation Division—A.S.C.E.—Vol. 84—1958.
11. Seed, H. B. y Chan, C. K.—*Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays*—Jour. Soil Mechanics and Foundation Division—A.S.C.E.— Vol. 85.—1959.
12. Hilf, J. M.—*Un método rápido de control en la construcción de terraplenes con suelos cohesivos*—Memoria de la Junta del Comité D-18 de la ASTM y la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos—México, D. F.—1957.

Bibliografía

La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica—K. Terzaghi y R. B. Peck—(Trad.: O. Moretto)—El Ateneo—1955.

Fundamentals of Soils Mechanics—D. W. Taylor—John Wiley and Sons—1956.

Soils Mechanics, Foundations and Earth Structures—G. P. Tschebotarioff—McGraw-Hill Co.—1957.

Copyrighted material

Mecánica del Suelo—J. A. Jiménez Salas—Ed. Dossat—1954.
Principles of Pavement Design—E. J. Yoder—John Wiley and Sons—1959.
Soil Testing for Engineers—T. W. Lambe—John Wiley and Sons—1958.
Laboratory Testing in Soil Engineering—T. N. W. Akroyd—G. T. Foulis and Co. 1957.
Mecánica de Suelos (Instructivo para ensaye de suelos)—S.R.H.—México—1954.

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

A-2. Tipos de sondeos

Los tipos principales de sondeos que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

Métodos de exploración de caracter preliminar

a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
c) Métodos de lavado.
d) Método de penetración estándar
e) Método de penetración cónica.
f) Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

Métodos de sondeo definitivo

a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
b) Métodos con tubo de pared delgada.
c) Métodos rotatorios para roca.

Métodos geofísicos

a) Sísmico.
b) De resistencia eléctrica.
c) Magnético y gravimétrico.

A continuación se describen brevemente los diferentes métodos mencionados.

A-3. Sondeos exploratorios

a) *Pozos a cielo abierto*

Cuando este método sea practicable debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí. La excavación se encarece mucho cuando sean necesarios ademes y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad.

Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y la misma, modificada por la excavación

Copyrighted material

realizada. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor.

Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero; por lo regular, el ademe se hace con tablones horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

b) *Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares*

En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua, por lo menos en suelo muy plástico. La muestra se extrae con herramientas del tipo mostrado en la Fig. A-1.

Los barrenos helicoidales pueden ser de muy diferentes tipos no sólo dependiendo del suelo por atacar, sino también de acuerdo con la preferencia particular de cada perforista. El principio de operación resulta evidente al ver la Fig. A-1.a. Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo en suelos plásticos.

Posiblemente más usadas en México que los barrenos son las posteadoras (Fig. A-1.b) a las que se hace penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación.

Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación, formada por secciones de igual longitud, que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo.

En arenas colocadas bajo el nivel de aguas freáticas estas herramientas no suelen poder extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales, de las que también hay gran variedad de tipos. En la Fig. A-2 aparecen esquemáticamente dos de las más comunes.

Las muestras de cuchara son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas con barrenos helicoidales y posteadoras; la razón es el

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

Hidden page

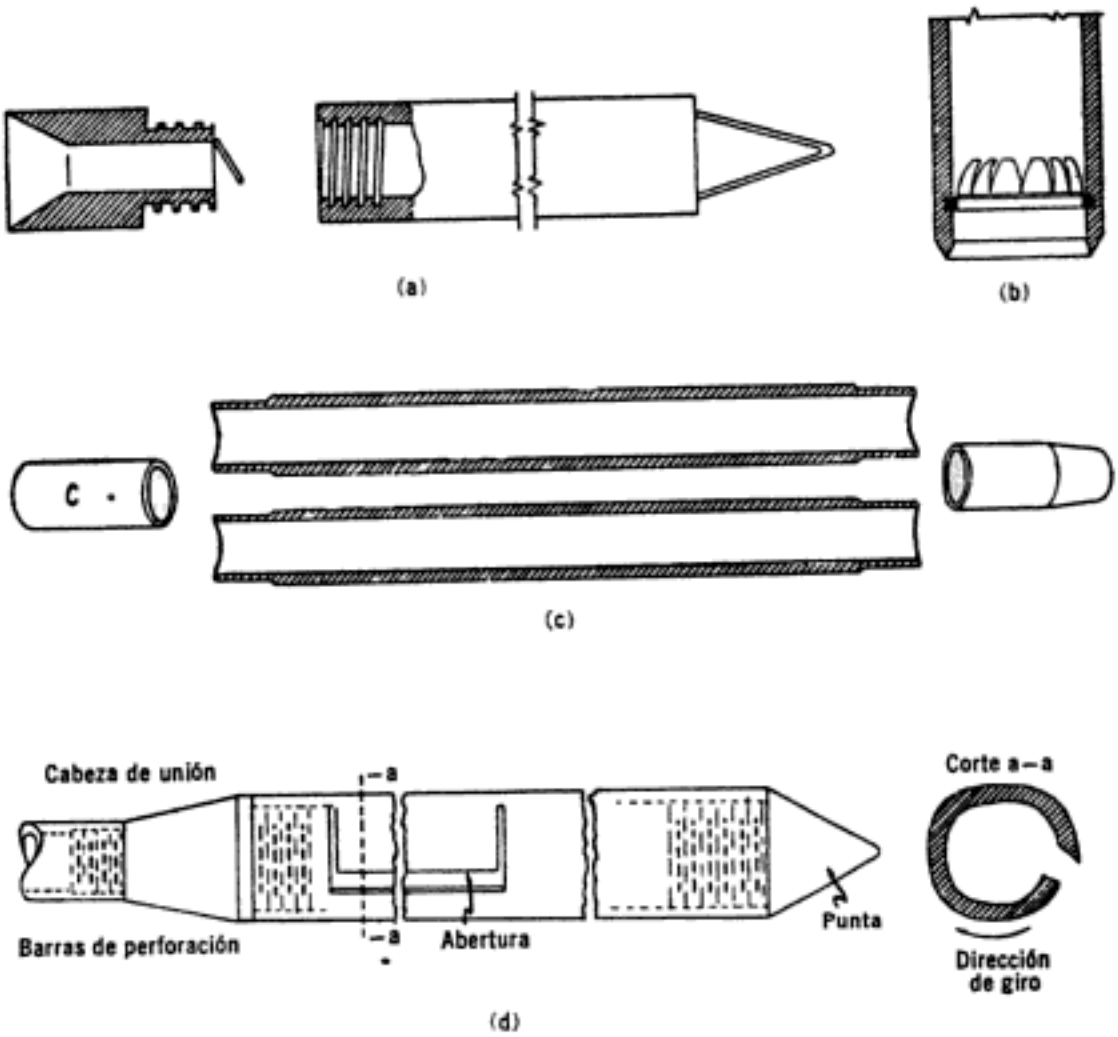


Figura A-4. Tipos de muestreadores.

En la Fig. A-4 se muestran algunos de los más usados modelos de muestreadores que se colocan en el extremo inferior de la tubería de inyección a fin de obtener muestras representativas.

Los tipos *a*), *b*) y *c*) se introducen a golpes en el suelo y de ellos quizá el más común es el de media caña, así llamado por poder dividirse longitudinalmente para facilitar la extracción de la muestra. El muestreador de trampa de muelles tiene en su parte inferior unas hojas metálicas que dejan entrar la muestra en la cámara inferior, pero que dificultan su salida. El cucharón raspador (*c*), es de utilidad para el muestreo de arenas bajo el nivel freático y funciona, naturalmente, por rotación.

d) *Método de penetración estándar*

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines en México.

Copyrighted material

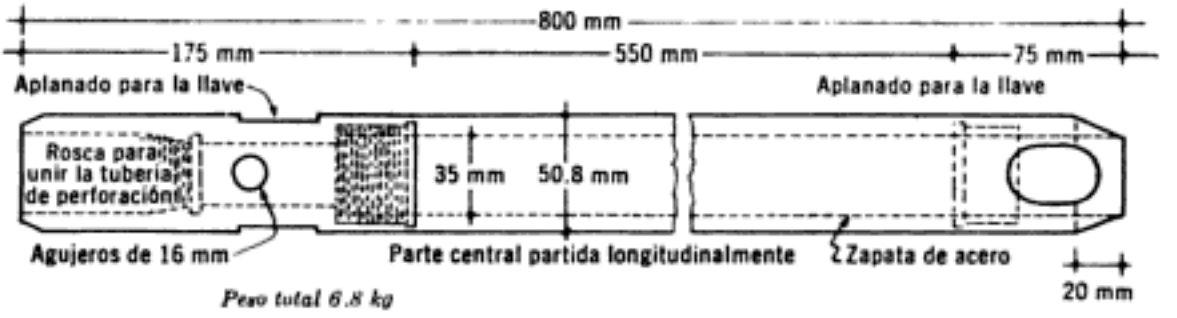


Figura A-5. Penetrómetro estándar.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, como repetidamente se indicó, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

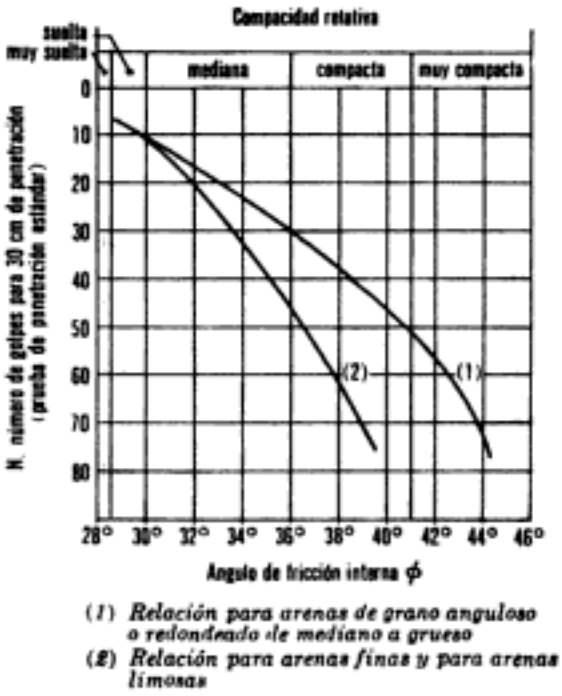
El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la Fig. A-5.

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm (1 pie). El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto, En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando posteadora o cuchara del tipo de las mostradas en la Fig. A-2. Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente, a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación hágase penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna, ϕ, en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u, en arcillas, con el

Copyrighted material



(1) *Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso*
(2) *Relación para arenas finas y para arenas limosas*

Figura A-6. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.

número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados. Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estándar en estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccionantes, para los que existen tablas

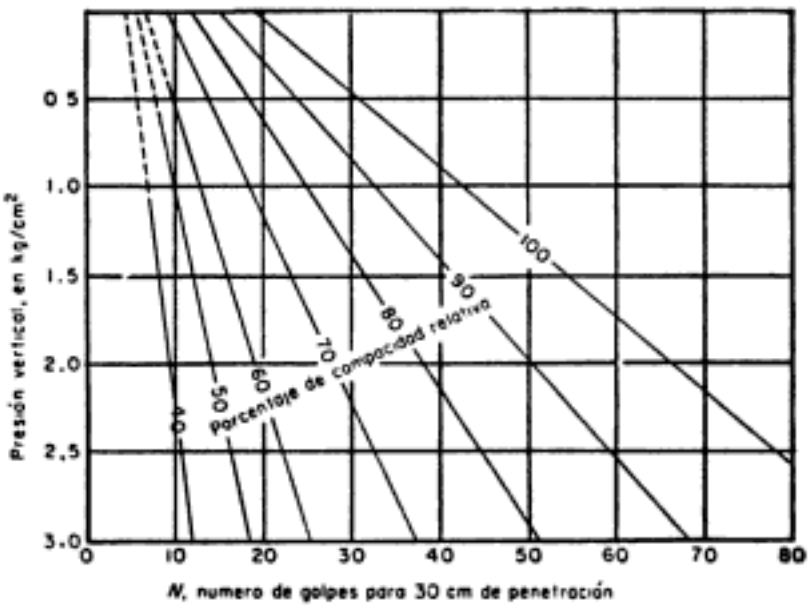


Figura A-7. Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas (según Ref. 3).

Copyrighted material

y gráficas dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con q_u son mucho menos dignas de crédito.

En la Fig. A-6 aparece una correlación[1] que ha sido muy usada para arenas y suelos predominantemente friccionantes.

En la gráfica se observa que al aumentar el número de golpes se tiene mayor compacidad relativa en la arena y, consecuentemente, mayor ángulo de fricción interna. También se ve que en arenas limpias medianas o gruesas para el mismo número de golpes, se tiene un ϕ mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas.

Las relaciones de la Fig. A-6 no toman en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes que es importante, según han demostrado investigaciones más recientes.[2 y 3] En la Fig. A-7 se presentan resultados experimentales que demuestran que a un número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compacidades relativas, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cual, a su vez, es función de la profundidad a que se haga la prueba.

Para pruebas en arcillas, Terzaghi y Peck[4] dan la correlación que se presenta en la tabla a-1.

TABLA a-1

Consistencia	*No. de golpes,* N	*Resistencia a la compresión simple,* q_u
		kg/cm²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2–4	0.25–0.50
Media	4–8	0.50–1.0
Firme	8–15	1.0 –2.0
Muy firme	15–30	2.0 –4.0
Dura	> 30	> 4.0

Puede observarse en la tabla que, prácticamente, el valor de q_u, en kg/cm² se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes.

Sin embargo cabe mencionar que las correlaciones de la tabla a-1 sólo deben usarse como norma tosca de criterio, pues los resultados prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones y, por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para proyecto.

e) *Método de penetración cónica*

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Existen diversos tipos de conos y en la Fig. A-8 aparecen algunos que se han usado en el pasado.

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herra-

Copyrighted material

Hidden page

prueba estándar para retirar la tubería de perforación y obtener la muestra, cada vez que se efectúe la prueba. Si la prueba se hace sin ademe existe gran fricción lateral sobre la tubería de perforación, pero si se pone ademe se pierden las ventajas de economía sobre la prueba estándar, por lo menos parcialmente.

Las observaciones que hasta ahora se han realizado parecen indicar que, en arenas, la prueba dinámica de cono da toscamente un número de golpes del orden del doble del que se obtendría en prueba estándar, a condición, desde luego, de que la energía aplicada al cono sea la correspondiente a la prueba estándar.

En arcillas, el uso de la penetración cónica dinámica adquiere caracteres aún más peligrosos potencialmente, al no existir correlaciones dignas de crédito, si se tiene en cuenta que la resistencia de esos materiales a las cargas estáticas a que estarán sujetos en la obra de que se trate, puede ser perfectamente mal cuantificada a partir de una prueba dinámica, en la que la arcilla puede exhibir unas características totalmente diferentes.

Las pruebas de penetración estática de conos pueden hacerse usando herramientas del tipo de las que aparecen en la Fig. A-8.

En general, el cono se hinca aplicando presión estática a la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga que puede estar sujeto al ademe necesario para proteger la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración suele ser constante y del orden de 1 cm/seg. A veces se obtiene una gráfica de presión aplicada contra penetración lograda con esa presión; otras veces se anotan contra la profundidad los valores de la presión que haya sido necesaria para lograr una cierta penetración, por ejemplo 50 cm.

Tampoco se obtiene muestra de suelo con este procedimiento y ésta debe verse como una limitación importante. También se tiene el inconveniente de que no existen correlaciones de resistencia en prueba cónica estática con valores obtenidos por otros métodos de eficacia más confiable; en arcillas, existe el inconveniente adicional de que la resistencia de estos materiales depende mucho de la velocidad de aplicación de las cargas, según se indicó repetidamente, por lo que en la prueba pueden tenerse resultados no representativos de la realidad.

A veces se han usado en arenas penetrómetros cónicos ayudados por presión de agua (Fig. A-8.d), cuya función es suspender las arenas sobre el nivel de la penetración, para evitar el efecto de la sobrecarga actuante sobre ese nivel, que de otra manera, dificultaría la penetración del cono.

A modo de resumen podría decirse que las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida *a priori* y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente. La prueba de penetración estándar debe estimarse preferible en todos los casos en que su realización sea posible.

Copyrighted material

Hidden page

y la fase sólida a compresión en la medida necesaria para que se impida la expansión de la muestra, originalmente confinada en el suelo y ahora libre. La alteración producida por esta extracción es un factor importante aún y cuando se recurra al procedimiento de cortar longitudinalmente al muestreador para evitar el efecto de la fricción lateral, si bien con este procedimiento más costoso se atenúa la alteración. Por lo anterior, cuando en Mecánica de Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

Se debe a M. J. Hvorslev[5] un estudio exhaustivo moderno que condujo a procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada que, por lo menos en suelos cohesivos, se usan actualmente en forma prácticamente única. Muestreadores de tal tipo existen en muchos modelos y es frecuente que cada institución especializada desarrolle el suyo propio. El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, según el propio Hvorslev puso de manifiesto, del procedimiento usado para su hincado; las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continuada y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico. Hincado el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada "relación de áreas".

$$A_r(\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2} \qquad \text{(A-1)}$$

donde D_e es el diámetro exterior del tubo y D_i el interior. La expresión anterior equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Dicha relación no debe ser mayor de 10% en muestreadores de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro interior, hoy de escaso uso por requerirse en general muestras de mayor diámetro y, aunque en muestreadores de mayor diámetro pueden admitirse valores algo mayores, no existen motivos prácticos que impidan satisfacer fácilmente el primer valor.

En la Fig. A-9.a aparece uno de los tipos más comunes de muestreador de pared delgada; en la parte *b* de dicha figura se muestra un tipo más elaborado de muestreador de pistón, que tiene por objeto eliminar o casi eliminar la tarea de limpia del fondo del pozo previa al muestreo, necesaria en los muestreadores abiertos; al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior, puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos en el fondo del pozo entre en él; una vez en el nivel de muestreo, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hinca libremente (pistón retráctil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie, se hinca el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo). En

Copyrighted material

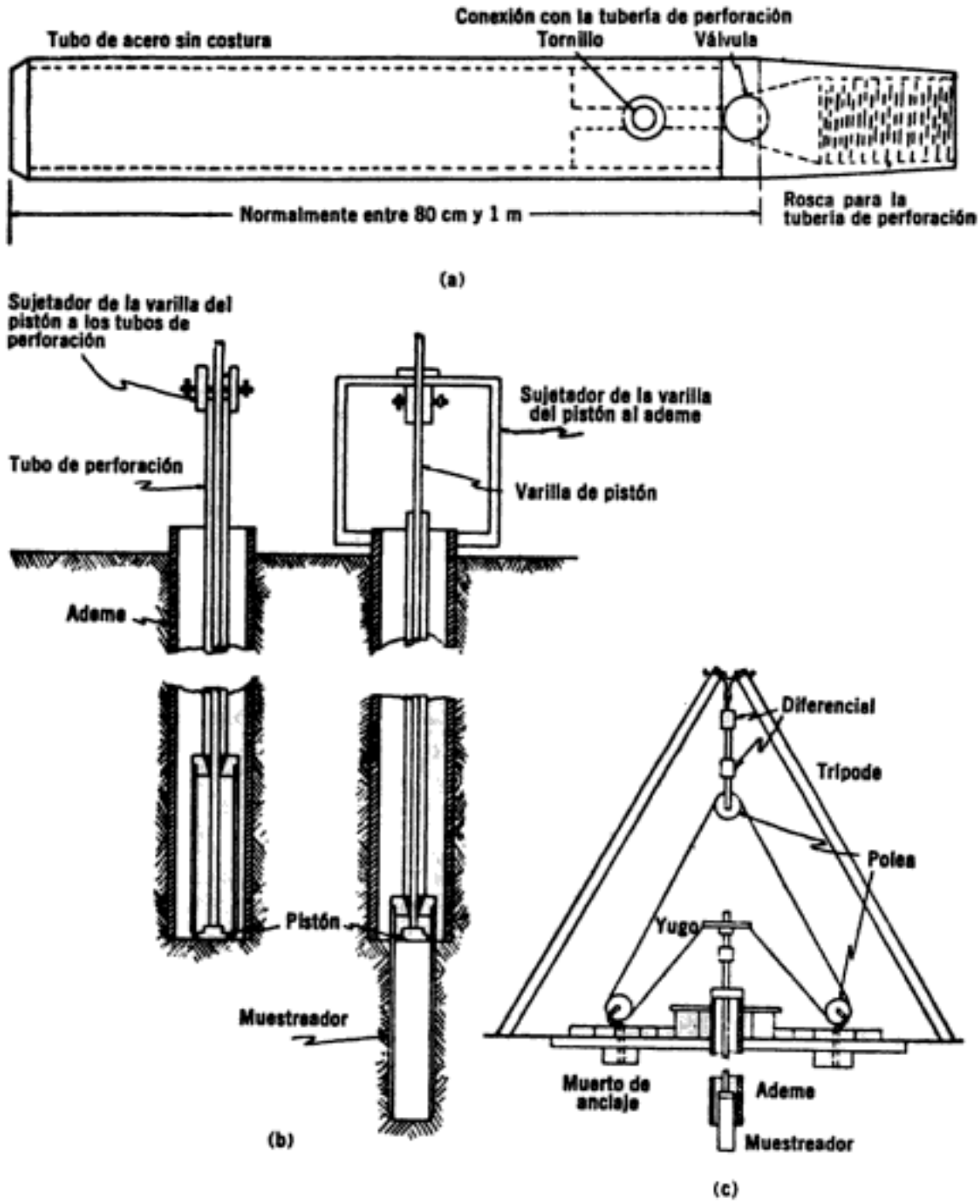


Figura A-9. Muestreadores de tubo de pared delgada.

a) Tipo Shelby.
b) De pistón.
c) Dispositivo de hincado por presión de un diferencial.

la Fig. A-9.c se muestra un esquema de un dispositivo aplicador de presiones de hincado que puede usarse cuando no se disponga de una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente; un procedimiento alternativo al mostrado en la figura, será cargar la varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos.

En ocasiones y en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo

Copyrighted material

sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y muestreador crece con el tiempo, pues la arcilla remoldeada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando, por lo tanto, su resistencia y adherencia con el muestreador.

En arenas, especialmente en las situadas bajo el nivel freático se tiene la misma dificultad, la cual hace necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una "cohesión" que le permita conservar su estructura y adherirse el muestreador. La inyección de emulsiones asfálticas o el congelamiento de la zona de muestreo son métodos que se han usado algunas veces en el pasado. Afortunadamente el problema no es de vital importancia en la práctica de la Mecánica de Suelos dado que la prueba estándar de penetración, al informar sobre la compacidad de los mantos arenosos, proporciona el dato más útil y generalmente en forma suficientemente aproximada, de las características de los mismos.

c) *Métodos rotatorios para roca*

Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme o cuando en el curso de la perforación las herramientas hasta aquí descritas tropiezan con un bloque grande de naturaleza rocosa, no es posible lograr penetración con los métodos estudiados y ha de recurrirse a un procedimiento diferente.

En realidad, se mencionó que capas de boleo o grava pueden ser atravesadas con barretones o herramientas pesadas similares, manejadas a percusión. Pero estos métodos no suelen dar un resultado conveniente en roca más o menos sana y además tienen el inconveniente básico de no proporcionar muestras de los materiales explorados. Cuando un gran bloque o un estrato rocoso aparezcan en la perforación se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o del tipo cáliz.

En las primeras, en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial, llamado de "corazón", en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación.

En las segundas, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se echan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo. En roca muy fracturada puede existir el peligro de que las municiones se pierdan. Perforadoras tipo cáliz se han construido con diámetros muy grandes, hasta para hacer perforaciones de 3 m; en estos casos, la máquina penetra en el suelo con la misma broca.

La colocación de los diamantes en las brocas depende del tipo de roca a atacar. En rocas duras es recomendable usar brocas con diamantes tanto en la corona como el interior para reducir el diámetro

Copyrighted material

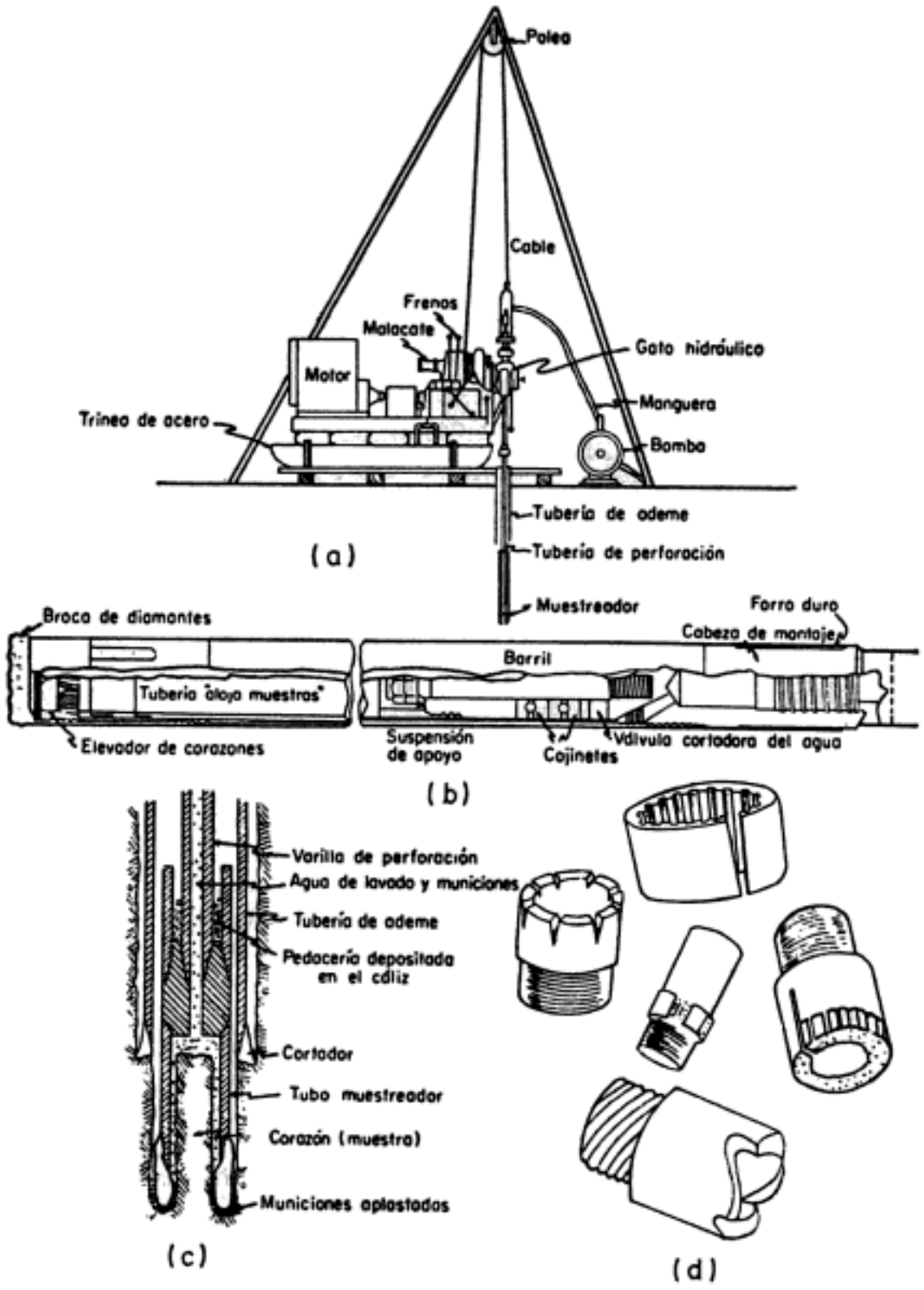


Figura A-10. Equipo para muestreo en roca.

a) Máquina perforadora
b) Muestreador para broca de diamante
c) Muestreador tipo cáliz
d) Algunos tipos de brocas

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

v_1; otras ondas llegan después de cruzar oblicuamente dicho suelo. Hay un ángulo crítico de incidencia respecto a la frontera con la roca basal que hace que las ondas ni se reflejen ni se refracten hacia adentro de la roca, sino que las hace viajar paralelamente a dicha frontera, dentro de la roca, con una velocidad v_2, hasta ser recogidas por los geófonos, después de sufrir nuevas refracciones, para transmitirlas al oscilógrafo. El tiempo de recorrido de una onda refractada está determinado por su ángulo crítico, que depende de la naturaleza del suelo y de la roca. Un esquema del dispositivo aparece en la Fig. A-11.

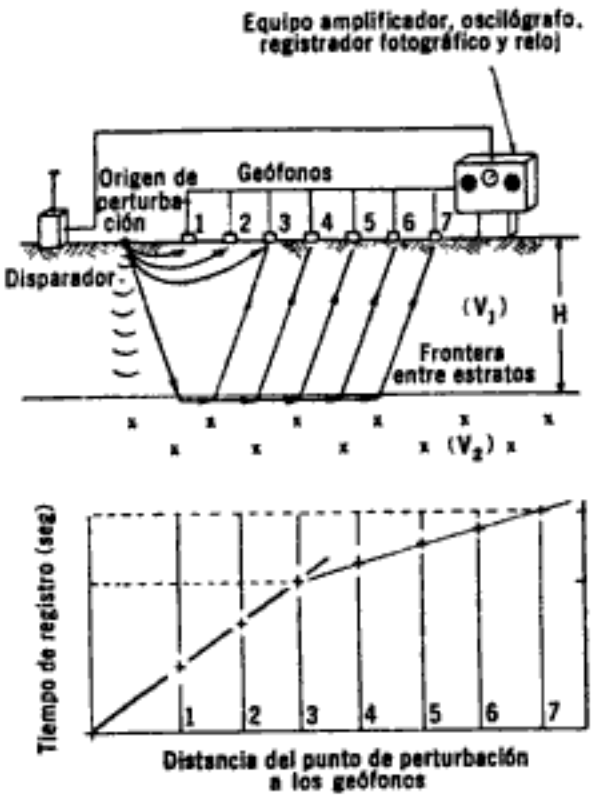


Figura A-11. Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método sísmico.

Puede construirse una gráfica que relacione la distancia del geófono al punto donde se originó la perturbación, con el tiempo que tardó en registrarse la onda en ese geófono. Como las ondas directas y refractadas comienzan a llegar al geófono en tiempos diferentes bien determinados, pueden calcularse de la gráfica anterior los valores típicos de v_1 y v_2. En los geófonos próximos al punto de la explosión las ondas directas llegan antes; en los alejados llegan primero las refractadas. Hay un punto frontera (el 3 de la Fig. A-11), en la cual los dos tipos de onda llegan a la vez. Dibujando los instantes en que el geófono recibe la primera excitación en función del alejamiento del geófono, se obtienen dos rectas. Hasta el punto 3 (en el caso de la Fig. A-11),) el primer impulso es de onda directa, en la que el tiempo de excitación es proporcional a la distancia del geófono: de 3 en adelante, la primera excitación es de onda refractada en la que el tiempo es una cierta función, $a + bx$, de la distan-

Copyrighted material

Hidden page

Los electrodos de corriente son simples varillas metálicas, con punta afilada, mientras que los de potencial son recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre, que al filtrarse al suelo, garantiza un buen contacto eléctrico.

La resistividad se puede calcular a partir de las lecturas del miliamperímetro I, del potenciómetro V y de la separación entre los electrodos, d, con la fórmula:

$$\rho = 2\pi d \frac{V}{I} \qquad \text{(A-3)}$$

El método sirve, en primer lugar, para medir las resistividades a diferentes profundidades, en un mismo lugar y, en segundo, para medir la resistividad a una misma profundidad, a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando la distancia d, entre electrodos, con lo que se logra que la corriente penetre a mayor profundidad. Lo segundo se logra conservando d constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar.

Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas, etc., y teniendo los menores valores los suelos suaves saturados.

c) *Métodos magnéticos y gravimétricos.*

El trabajo de campo correspondiente a estos métodos de exploración es similar, distinguiéndose en el aparato usado. En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre sí. En los métodos gravimétricos se mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. Valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de la zona indicarán la presencia de masas duras de roca; lo contrario será índice de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

En general estos métodos casi no han sido usados con fines ingenieriles, dentro del campo de la Mecánica de Suelos, debido a lo errático de su información y a la difícil interpretación de sus resultados.

A-6. Número, tipo y profundidad de los sondeos

El número, tipo y profundidad de los sondeos que deban ejecutarse en un programa de exploración de suelos depende fundamentalmente del tipo del subsuelo y de la importancia de la obra. En ocasiones, se cuenta con estudios anteriores cercanos al lugar, que permiten tener una idea siquiera aproximada de las condiciones del subsuelo y este conocimiento permite fijar el programa de exploración con mayor seguridad y eficacia. Otras veces, ese conocimiento apriorístico indispensable sobre las condiciones predominantes en el subsuelo ha de ser adquirido con los sondeos de tipo preliminar. El número de estos sondeos exploratorios será el suficiente para dar precisamente ese conocimiento. En obras chicas posi-

Copyrighted material

Hidden page

refieren a la posibilidad y cálculo de asentamientos y a determinaciones de resistencia de los suelos; a veces, otros aspectos podrán ser determinantes, como la permeabilidad, en el caso de presas, tanto en el suelo de cimentación como, en su caso, en el corazón de la propia cortina.

Para fines de cimentación, en donde asentamientos y resistencia son los factores determinantes, el área de apoyo de las estructuras, concretamente el ancho, según tendrá ocasión de discutirse, es de importancia vital, pues el efecto de las presiones superficiales aplicadas al suelo es netamente dependiente de ese concepto. En estos casos ha sido frecuente la recomendación práctica de explorar una profundidad comprendida entre $1.5B$ y $3B$, siendo B el ancho de la estructura por cimentar. Sin embargo, este criterio no es suficientemente riguroso y es preferible considerar las presiones transmitidas al subsuelo por las cargas superficiales como norma, decidiendo que el sondeo debe llevarse a una profundidad tal que los esfuerzos transmitidos desde la superficie ya no produzcan efectos de importancia; en la práctica esto suele lograrse cuando las presiones transmitidas llegan a ser del orden de 5-10% de las aplicadas.

En otras ocasiones la profundidad de los sondeos se fijará con criterios muy diferentes. Un caso típico se tiene cuando los sondeos revelan la presencia de suelos muy blandos que obliguen a pensar en la conveniencia de cimentaciones piloteadas, apoyadas en estratos resistentes; en tales casos se hará necesario seguir la exploración hasta encontrar tales estratos, si existen a profundidades económicas e inclusive rebasarlos, para verificar que su espesor sea adecuado y, en caso en que bajo ellos, sigan otros estratos blandos, aún será preciso investigar las características de éstos, para poder estimar los asentamientos y capacidad de carga con que se diseñen esos pilotes.

Generalmente es suficiente detener la exploración al llegar a la roca basal, si ésta aparece en la profundidad estudiada; sin embargo, en casos especiales se hará necesario continuar el sondeo dentro de la roca por métodos rotatorios; por ejemplo, en cimentaciones de presas sería necesario verificar que la roca no presente condiciones peligrosas desde el punto de vista de infiltraciones de agua.

A-7. Piezómetros

La determinación "in situ" de las presiones neutrales es un problema de gran trascendencia en los aspectos prácticos de la Mecánica de Suelos, pues, según ya se vio, ese concepto juega un papel fundamental en las actuales teorías, sobre todo en Consolidación y en Resistencia al Esfuerzo Cortante de los suelos; la aplicación de tales teorías a los problemas prácticos exige entonces el efectuar mediciones directas que permitan evaluar la presión neutral en el caso particular que se trate.

Los piezómetros son los aparatos cuya función es medir la presión neutral en el suelo en un punto determinado, a una cierta profundidad. El principio con el que trabajan es, simplemente, el hecho conocido según

Copyrighted material

el cual la presión que pueda existir en el agua en el extremo inferior de un tubo puede equilibrarse con una cierta columna de agua actuante en dicho tubo.

Un piezómetro es, pues, un tubo con extremo inferior poroso, que se coloca en el suelo a la profundidad a que se desee medir la presión en el agua. Si el nivel de equilibrio del agua en el tubo es igual al nivel natural representado por el nivel freático, querrá decir que, en el punto medido, la presión en el agua es la correspondiente a la condición hidrostática. Una altura de la columna equilibrante mayor que el nivel de aguas freáticas indicará la existencia de una presión en exceso de la hidrostática, que podrá calcularse automáticamente del desnivel observado en la columna de agua. Similarmente, una presión en el agua, menor que la hidrostática, quedará indicada por un menor nivel de la columna piezométrica respecto al nivel freático.

El uso de piezómetros en el campo ha permitido seguir de cerca los procesos de consolidación inducidos por la aplicación superficial de cargas, bombeo de mantos acuíferos, evaporación superficial, etc.

En el Anexo A-a se describe un procedimiento para la instalación de piezómetros en arcilla que ha rendido buenos resultados en el pasado; el método es debido al Dr. A. Casagrande.

ANEXO A-a

Diseño e instalación de piezómetros para medida de presiones neutrales en suelos plásticos

Las indicaciones que siguen para resolver el importante problema práctico del diseño, construcción e instalación de un piezómetro en arcilla son debidas a la experiencia del Dr. A. Casagrande.[6]

A-a.1. Diseño y construcción de la celda porosa

La celda porosa está constituida por un tubo de 60 cm de longitud, perforado para permitir la entrada del agua. El diámetro interior del tubo puede ser de 2.5 cm. El extremo inferior del tubo se sella con hule y el superior se conecta a un tubo sarán de 1.3 cm (½ pulgada) de diámetro, con un empaque también sellado con hule; el tubo sarán debe ser de longitud suficiente para que sobresalga a la superficie.

Para instalar el tubo sarán se procederá como sigue:

1. Prepárese una sección de tubo impermeable, de hule o neopreno, de 10 cm de longitud, 1 cm de diámetro interior y 8 mm de espesor.
2. Con una navaja se afila el exterior de un extremo del tubo sarán y se lubrica con agua.
3. Este extremo se inserta en el tubo impermeable mencionado en 1), un trecho de 2 ó 3 cm.

Copyrighted material

4. El tubo impermeable se inserta en el extremo superior del tubo poroso tanto como sea posible (aproximadamente unos 7 cm).

5. Ayudándose con un movimiento de tornillo, el tubo sarán se introduce ahora otros 7 cm dentro del tubo impermeable.

Si todo el conjunto quedó bien instalado debe resultar imposible deshacerlo con las fuerzas de las manos. Se requiere un esfuerzo considerable para hacer que el tubo sarán entre en el tubo impermeable y se aconseja ayudarse con un torniquete.

A-a.2. Diseño y construcción de un apisonador

Un apisonador apropiado puede hacerse con un tramo de 1 m de tubo de acero, de unos 4 cm de diámetro exterior y 1.5 cm de diámetro interior, si se usa ademe de 5 cm en la perforación y tubo sarán de 1.3 cm. En el extremo inferior lleva un anillo de extensión con fondo plano. El apisonador se maneja con cable de acero desde la superficie y tiene por función compactar *in situ* los sellos de bentonita que se colocarán y centrar el tubo sarán durante la colocación de esos sellos. Es importante que todas las partes del apisonador que puedan tocar al tubo sarán sean lisas, para evitar romperlo.

A-a.3. Instalación del piezómetro

La instalación del piezómetro se ceñirá a lo que sigue:

1. Debe ejecutarse un sondeo adecuado hasta el nivel a explorar siendo recomendable y económico un ademe de 5 cm de diámetro. La sección inferior del ademe debe ser por lo menos de 3 cm de longitud, sin uniones y sin zapata de ataque en su extremo inferior. Los últimos tres metros de ademe deben hincarse sin recurrir a ningún lavado o inyección de agua. Todo esto asegurará un buen contacto entre el final del ademe y el suelo.

2. El interior del ademe debe lavarse hasta el fondo, reemplazando después toda el agua de lavado por agua limpia; esto se logra invirtiendo el flujo del agua en la bomba de inyección y usando el tubo de inyección como de toma, colocándolo algunos centímetros sobre el fondo del sondeo; el ademe debe mantenerse lleno de agua, echando agua clara hasta que toda el agua turbia haya sido extraída.

3. En ese momento el ademe debe elevarse 60 cm; esto se hará preferentemente con un gato, inmediatamente antes de vaciar la arena. Después de elevarse el ademe se vacía en el pozo arena saturada para llenar el fondo del pozo ya no ademado; una arena lavada y cribada por mallas comprendidas entre la Nº 20 y la Nº 40 es apropiada para estos usos. El nivel alcanzado por la arena en el pozo podrá verificarse con el apisonador, para tener la seguridad de que no se sobrepasen los 60 cm indicados.

4. El tubo sarán se conecta a un tanque pequeño, se sumerge la celda porosa en el pozo algunos metros y se aplica un vacío al tanque; así se

Copyrighted material

logra saturar todo el piezómetro con agua proveniente del pozo; cuando en el tanque aparece algo de agua se hace cesar la acción del vacío. Mientras la celda se hace bajar al fondo del pozo debe mantenerse algo de exceso de carga de agua en ella, para asegurar un pequeño flujo hacia afuera durante la colocación. La ubicación definitiva de la celda debe verificarse con el apisonador.

5. Cuando la celda porosa descanse sobre la arena en el fondo del pozo, el ademe debe extraerse otros 60 cm, que corresponden a la longitud de la celda. El espacio así formado en torno a la celda debe llenarse vaciando en el pozo más arena saturada, hasta cubrir precisamente los 60 cm.

6. Mientras el ademe se extrae otros 30 cm, hasta su posición final, ese espacio debe irse llenando con más arena saturada.

7. De inmediato se vacía suficiente arena saturada dentro del ademe como para llenar el tramo inferior de 1 m. Esta arena debe apisonarse dando 10 golpes con el apisonador dejado caer desde una altura de 15 cm. El objeto de esta arena es contrarrestar las presiones de expansión de la bentonita, que se colocará en seguida.

8. Después de haber sido preparada hasta una consistencia ligeramente arriba de su límite plástico, la bentonita debe arrojarse al pozo, formando bolas de 1 cm de diámetro aproximado. Un sello efectivo se forma con 5 capas compactadas, de unos 7 cm cada una. Entre cada dos capas debe colocarse una capa de 2 cm de gravilla redondeada de 1 cm, para evitar que el apisonador se pegue al compactar la capa de bentonita. El conjunto de las 5 capas de bentonita compactadas debe tener un espesor de unos 35-40 cm, aproximadamente.

9. Sobre el sello de bentonita se depositan otros 60 cm de arena, bien compactada con el apisonador.

10. Otro sello de bentonita igual al tratado en 8) puede ponerse sobre la capa de arena indicada en 9).

11. Sobre el segundo sello de bentonita se coloca otro metro de arena y el resto del pozo puede quedar abierto o ser tapado con tierra.

En la Fig. A-a.1 se muestra un esquema de conjunto de un piezómetro.

A-a.4. Mediciones

El nivel del agua en el tubo cuando está abajo de los niveles que permitan lecturas directas puede determinarse por métodos eléctricos.

En la superficie del terreno se instala un óhmetro cuyas terminales se juntan cuidando el aislamiento mutuo en un solo cable de un diámetro suficientemente pequeño para que pueda pasar a través del tubo sarán. El cable debe ser bastante flexible y para facilitar el descenso a través del tubo debe lastrarse con pequeñas masas de plomo colocadas de trecho en trecho. Generalmente esto se logra enrollando lámina de plomo en torno al cable en secciones de unos 2 ó 3 cm, espaciados otros 2 ó 3 cm.

Copyrighted material

Hidden page

2. Holtz, W. G. y Gibbs, H. J. —*Research on determining density of sands by spoon penetration testing* — Memoria del Cuarto Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Vol. I — 1957.
3. Coffman, B. S. —*Estimating the relative density of sands*— Civil Engineering —Octubre, 1960.
4. Terzaghi, K. y Peck, R. B. —*Soil Mechanics in Engineering Practice*— Art. 45 Capítulo VII — John Wiley and Sons — 1948.
5. Hvorslev, M. J. —*Subsurface Exploration and Sampling of Soils*— U. S. Corps of Engineers, Waterways Experimental Station. Vicksburg, Miss. — 1949.
6. Casagrande, A. —*Piezometers for Pore Pressure Measurements in Clay*— Harvard University — Cambridge, Mass. — 1946.

Bibliografía

Subsurface Exploration and Sampling of Soils — M. J. Hvorslev — U. S. Corps of Engineers, Waterways Experimental Station. Vicksburg, Miss. — 1949.

Exploration of Soil Conditions and Sampling Operations — H. A. Mohr — Soil Mechanics Series Nº 21 — Universidad de Harvard — 1943.

La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica — K. Terzaghi y R. B. Peck — (Trad. O. Moretto) — Ed. El Ateneo — 1955.

Principles of Engineering Geology and Geotechnics — D. P. Krynine y W. J. Judd — McGraw-Hill Book Co. — 1957.

Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures — G. Tschebotarioff — McGraw-Hill Book Co. — 1951.

Foundation Engineering — R. B. Peck, W. E. Hanson y T. H. Thornburn — John Wiley and Sons — 1957.

—oOo—

Copyrighted material

Hidden page

Hidden page

Otras obras del autor:

MECÁNICA DE SUELOS, TOMO 2
Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos

Trata de la acción de la helada en los suelos, estabilidad de taludes, teorías de capacidad de cargas, principios básicos para el diseño de presas de tierra. Además, incluye una breve exposición sobre las condiciones de cimentación en el Valle de México.

MECÁNICA DE SUELOS, TOMO 3
Flujo de agua en suelos

Este tercer tomo está dedicado al flujo de las aguas y a su influencia en los problemas de resistencia y comportamiento general de los suelos. Trata de la teoría de las redes de flujo, flujo de agua a través de presas de tierra, drenaje y subdrenaje en las carreteras, aeropistas y pozos de bombeo. El apéndice se refiere a las arcillas expansivas.

Copyrighted material

Los autores, a través de los años dedicados a impartir cátedras de mecánica de suelos en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y asesoría en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México, ofrecen esta obra como texto que cubre el programa regular de la facultad de ingeniería en su ciclo profesional, así como también el programa correspondiente al nivel de Maestría.

Separados debidamente los diferentes niveles de enseñanza, pero sin perder su hegemonía, el contenido de la obra puede presentarse de la manera siguiente:

El primer tomo trata cuestiones tan importantes como el origen y formación de los suelos y los minerales que los constituyen; granulometría, clasificación e identificación de suelos; propiedades hidráulicas del suelo. En el apéndice hace alusión a la exploración y muestreo.

El segundo tomo completa el programa y cubre ciertos aspectos esenciales del contenido de la asignatura en el nivel de Maestría. Trata de la acción de la helada en los suelos, estabilidad de taludes; teorías de capacidad de cargas, principios básicos para el diseño de presas de tierra. Además, incluye una breve exposición sobre las condiciones de cimentación en el Valle de México.

El tercer tomo está dedicado al flujo de las aguas y a su influencia en los problemas de resistencia y comportamiento general de los suelos. Trata de la teoría de las redes de flujo; flujo de agua a través de presas de tierra, drenaje y subdrenaje en las carreteras y aeropistas; pozos de bombeo. El apéndice se refiere a las arcillas expansivas.

AREA: ING. CIVIL
ISBN 968-18-0069-9
9 789681 800697

e-mail: limusa@noriega.com.mx
www.noriega.com.mx